

平成 29 年度

修士論文

弾性波法による輪荷重走行を受ける
鋼板接着補強 RC 床版の
せん断ひび割れ進展評価

首都大学東京大学院

都市環境科学研究科 都市基盤環境学域

学修番号 16885401 齋藤 孝文

指導教員 博士（工学） 宇治 公隆

目次

第一章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 研究目的	2
1.2.1 鋼板接着補強 RC 床版への輪荷重走行試験	3
1.3 論文の構成	3
参考文献	4

第二章 既往の研究

2.1 鉄筋コンクリート (RC) 床版の疲労劣化機構	5
2.1.1 RC 床版の設計基準とその変遷	5
2.1.2 RC 床版の疲労破壊機構	9
2.1.3 土木学会による RC 床版の疲労劣化指標	10
2.1.4 国土交通省による RC 床版の疲労劣化指標	11
2.2 道路橋床版の疲労耐久性評価に関する既往の研究	12
2.2.1 研究の概要	12
2.2.2 輪荷重走行試験方法	12
2.2.3 RC 床版の輪荷重走行試験	15
2.3 鋼板接着補強工法	17
2.4 鋼板の剥離特性に関する検討	18
2.5 鋼板接着補強 RC 床版の輪荷重走行試験	20
2.6 輪荷重走行を受ける鋼板接着補強 RC 床版の疲労挙動	23
2.7 弾性波法と AE 法の概要	28
2.7.1 弾性波とは	28
2.7.2 散乱と減衰	28
2.7.3 弾性波伝搬特性	29
2.7.4 AE とは	30
2.7.5 AE 計測の原理	30
2.7.6 AE センサ	30
2.7.7 AE 発生源の位置評定	31
2.8 AE 法による実橋梁 RC 床版の損傷についての検討	33
まとめ	35
参考文献	37

第三章 鋼板接着補強 RC 床版の輪荷重走行試験

3.1	供試体概要	39
3.1.1	RC 床板供試体概要	39
3.1.2	鋼板接着補強 RC 床板供試体	40
3.2	実験装置概要	41
3.3	実験概要	41
3.4	実験結果	43
3.4.1	走行回数	43
3.4.2	床板のひび割れ性状	45
3.4.3	鋼板剥離	47
3.4.4	床板の破壊状況	49
	まとめ	51
	参考文献	52

第四章 静的載荷試験

4.1	供試体概要	53
4.2	試験方法	54
4.3	実験結果	54
	まとめ	60
	参考文献	61

第五章 輪荷重走行試験下の鋼板接着補強 RC 床版の AE 計測

5.1	供試体概要	62
5.2	AE ヒット数	63
5.3	AE 源位置評定結果	69
	まとめ	89
	参考文献	90

第六章 衝撃弾性波法によるコンクリートの損傷評価

6.1	供試体概要	91
6.2	実験結果	92
	まとめ	97
	参考文献	98

第七章 結論

7.1	輪荷重走行を受ける鋼板接着補強 RC 床板の疲労性状	99
7.2	AE 法および衝撃弾性波法によるせん断ひび割れの進展評価	100

第一章 序論

1.1 研究の背景

我が国では、昭和 39 年の東京オリンピック以降に整備された首都高速 1 号線など、高度成長期以降に整備されたインフラが多く、今後 20 年間で、建設後 50 年以上経過する施設の割合が加速度的に高くなる見込みである。例えば、道路橋は、その割合が平成 25 年 3 月の約 18% から、10 年後には約 43%、20 年後には約 67% と急増する（表-1.1）。このように一斉に老朽化するインフラを戦略的に維持管理・更新することが求められる¹⁾。

道路橋において、交通荷重を直接受ける部材である床版について、過去より疲労現象が主要因と疑われる様々な損傷が生じてきた。特に、昭和 39 年鋼道路橋設計示方書により設計された RC 床版(39 床版)では、鉄筋量や床版厚の不足、また、交通量の増大や車両の大型化等により供用開始数年で陥没が起こるなど、多数の損傷事例が報告された²⁾。このようなことから、39 床版には様々な補修・補強がなされてきた。補修・補強工法の中でも、鋼板接着補強工法は、床版下面に鋼板をエポキシ樹脂で接着することにより、曲げ耐力および押抜きせん断耐力を向上でき、また、床版下面から施工するため交通規制を必要としない利点を有することから、昭和 40 年代後半から昭和 60 年代にかけて多数採用されてきた。ここで、橋梁の維持管理において、道路橋 RC 床版の健全性は床版下面のひび割れ密度で評価される³⁾。しかしながら、鋼板接着補強 RC 床版では、床版下面が鋼板に覆われているため、通常の RC 床版の健全性診断を適用するのは困難である。現状の維持管理では、たたき検査による鋼板の打撃音の違いで鋼板の剥離を調査することで、床版の健全性評価をしている企業や自治体が多いが、鋼板の剥離面積と床版の疲労耐久性には明確な相関が認められないため⁴⁾、鋼板の剥離だけでは床版の劣化状況を評価することは難しいと考えられる。以上のことを踏まえると、鋼板接着補強 RC 床版の劣化状況を適切に評価するには、床版コンクリート自体の損傷を適切に把握することが重要である。

表-1.1 建設後 50 年以上経過する社会資本の割合¹⁾

	H25 年 3 月	H35 年 3 月	H45 年 3 月
道路橋 [約 40 万橋 ^{注1)} (橋長 2m 以上の橋約 70 万のうち)]	約 18%	約 43%	約 67%
トンネル [約 1 万本 ^{注2)}]	約 20%	約 34%	約 50%
河川管理施設 (水門等) [約 1 万施設 ^{注3)}]	約 25%	約 43%	約 64%
下水道管きよ [総延長：約 45 万 km ^{注4)}]	約 2%	約 9%	約 24%
港湾岸壁 [約 5 千施設 ^{注5)} (水深 - 4.5m 以深)]	約 8%	約 32%	約 58%

1.2 研究目的

1.2.1 鋼板接着補強 RC 床版の輪荷重走行試験

鋼板接着補強 RC 床版に対する輪荷重走行試験は現在までに数多く実施されてきた。それらの実験床版のほとんどはせん断ひび割れがコンクリート断面を貫通し、押抜きせん断破壊を呈することが報告されている^{5)~9)}。

田中ら⁹⁾によると、輪荷重走行を受ける鋼板接着補強 RC 床版は、補強前の段階でせん断ひび割れの形成により床版がはり状化するが、鋼板接着補強を実施することで版へと回復する。補強初期は版としての耐荷挙動を示すが、走行を重ねると補強前の RC 床版と同様に床版ははり状化し、最終的に押抜きせん断破壊に至る破壊過程を経ることが報告されている。このことから、鋼板接着補強 RC 床版の疲労劣化について、床版コンクリートのせん断ひび割れの進展が大きく影響すると考えられる。

本研究では、コンクリート内部を調査できる非破壊試験法である弾性波法を、輪荷重走行疲労を受ける鋼板接着補強 RC 床版に適用し、床版コンクリート内部のせん断ひび割れの進展について検討した。

1.3 論文の構成

本論文は全七章で構成されている。

「第一章 序論」では、研究の背景および研究目的について述べている。

「第二章 既往の研究」では、我が国における RC 床版の設計指針の変遷、RC 床版の疲労劣化機構、鋼板接着補強工法、道路橋 RC 床版の疲労耐久性評価に関する既往の研究についてまとめた。また、本研究で実施した衝撃弾性波法および AE 法の基本概念と実橋梁における AE 法の適用結果についてもまとめている。

「第三章 鋼板接着補強 RC 床版の輪荷重走行試験」では、39 床版供試体に鋼板接着補強工法を適用し、輪荷重走行試験を行った実験結果を示している。床版は走行荷重が増加した段階からコンクリート部のひび割れが大きく進行し、鋼板の剥離面積も増加した。また、床版の破壊断面から破壊の原因となったせん断ひび割れのほかに、鋼板端部付近でコンクリート断面を貫通しているせん断ひび割れの存在も確認された。

「第四章 静的載荷試験」では、鋼板接着補強 RC 床版に対して静的載荷試験を実施するとともに、載荷中に AE 計測を実施した結果について述べている。鋼板接着補強により床版のたわみは大きく回復したが、走行荷重の増加後から大きく増加した。鋼板ひずみも走行荷重の増加後から V 型のひずみ分布から W 型のひずみ分布へ変化した。また、樹脂再注入後は床版たわみ、鋼板ひずみともに破壊の直前で急激に増加し、床版は破壊した。

「第五章 輪荷重走行試験下の鋼板接着補強 RC 床版の AE 計測」では、輪荷重走行試験中の AE イベント数、AE 源位置標定結果について述べている。鋼板接着補強後の鋼板剥離が検出されていない段階から、床版内部から多くの AE 源が発生していることが確認され、走行回数を重ねると走行位置直下から検出される振幅の大きい AE 源の数が減少していき、走行位置の外側に走行位置に沿うような AE 源の分布が確認された。この AE 源の分布傾向から鋼板剥離が生じていない段階で、せん断ひび割れに繋がる微細なひび割れが生じたと推察される。また、走行荷重の増加後から、破壊時に押し抜かれる領域の AE 源の数が急激に減少し、床版は押し抜きせん断破壊した。

「第六章 衝撃弾性波法」では、予めせん断ひび割れが生じると考えられるコンクリート断面の弾性波の最大振幅値の振幅減衰率と速度の結果について述べている。振幅減衰率は走行荷重の増加後から走行回数の増加に伴い低下する傾向を示した。弾性波の振幅減衰は微細ひび割れにも影響されやすいため、走行荷重の増加後から弾性波の伝搬経路中に微細なひび割れが形成され始めたと推察できる。弾性波速度は樹脂の再注入前に大きな低下傾向を示し、樹脂再注入により大きく回復するが、その後再び低下傾向を示した。また弾性波速度の低下勾配の大きさから、押し抜かれる領域を有する断面のせん断ひび割れが著しく進展し、その影響で他の断面のせん断ひび割れの進展を助長したと推察された。

「第七章 まとめ」では、本研究で得られた知見をまとめて示している。

参考文献

- 1) 国土交通白書 2016 第 2 章第 2 節, pp.155-pp.158
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所: 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 国土技術政策総合研究所資料, 第 28 号, p1, 2002.3
- 3) 土木学会: 2013 年度制定コンクリート標準示方書【維持管理編】, pp232-247, 2013.10
- 4) 前川敬彦, 久利良夫, 佐々木一則, 飛ヶ谷明人, 青木康素: 鋼板接着補強 RC 床版の維持管理に関する検討, 第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp13-18, 2012.6
- 5) 園田恵一郎, 沖野真, 林秀侃, 喜田浩: 道路橋 RC 床版に対する鋼板接着補強工法の信頼性に関する研究, 土木学会論文集第 398 号, I-10, pp.245-253, 1988.10
- 6) 堀川都志雄, 加藤暢彦, 古川紀, 山口良弘, 園田桂一郎: 鋼板接着工法で補強されたひび割れ損傷 RC 床版の耐久性について, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1083-1094, 1998.3
- 7) 平塚慶達, 佐野正, 山下幸生, 藤山知加子, 前川宏一: 浮きを有する鋼板接着補強 RC 床版の解析的検討について, 第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.275-280, 2012.
- 8) 村越潤, 田中良樹, 長屋優子: コンクリート床版の補強設計法に関する研究, 土木研究所成果報告書, 2009.
- 9) 田中良樹, 村越潤: 繰返し移動荷重を受ける鋼板接着補強された鉄筋コンクリート床版の挙動, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1124-1137, 2013.3

第二章 既往の研究

2.1 鉄筋コンクリート（RC）床版の疲労劣化機構

2.1.1 RC 床版の設計基準とその変遷^{1),2)}

道路橋に関する技術基準では、過去より疲労現象と思われる損傷への対応と自動車荷重の引き上げへの対応の2つの観点から規定の内容が繰り返し見直されてきた。

RC 床版については、大正 15 年の「道路構造に関する細則案（内務省土木局）」から設計荷重や鉄筋の許容応力度等に関する規定がなされているが、現在の道路橋示方書に近い内容となったのは、「鋼道路橋設計示方書（昭和 31 年，建設省道路局）」（S31 鋼道示）以降である。当時より設計に用いる外力として、自動車輪荷重の軸重の影響に着目して等方性を有する弾性版の理論解に近似させた床版設計用の断面力を規定するとともに、最小床版厚の制限規定、配力筋の量を主鉄筋の量に対する比率で配置させることなどが規定された。また、材料、設計、製作技術の進歩と高度経済成長における多数の橋梁建設という経済的要請から、昭和 39 年鋼道路橋設計示方書（S39 鋼道示）において許容応力度の引き上げ等が行われた。

ところが、この当時建設された RC 床版にひび割れ損傷事例などが見受けられたことから、RC 床版の疲労損傷機構の解明に関する研究が始められた。研究の進展に合わせる形で設計基準も見直され、設計曲げモーメントの増強、床版厚の増厚、鉄筋の許容応力度の引き下げ、配力鉄筋量の増加、等の設計基準の強化がなされた。

また近年の交通量の増大、車両の大型化に対応するため、平成 6 年道路橋示方書（H6 道示）では設計荷重の引き上げが行われた。

表-2.1 に RC 床版の技術基準の変遷の概要を示す。

表-2.1 RC 床版の基準の変遷¹⁾

基準		後輪軸重(tf)	活荷重曲げモーメント(tf・m)※1		配力鉄筋量	許容応力度(kgf/cm ²)		最小版厚(cm)
			主鉄筋	配力鉄筋		鉄筋	コンクリート	
1926(大15)	道路構造に関する細則案 (内務省)	P=4.5(T-12) ～ P=2.25(T-6)	—	—	—	1200	45	—
1939(昭14)	鋼道路橋設計示方書 (案) (内務省)	P=5.2(T-13), P=3.6(T-9)	—	—	—	1300	$\sigma_{28}/3 \leq 65$	—
1956(昭31)	鋼道路橋設計示方書 (日本道路協会)	P=8.0(T-20), P=5.6(T-14)	$(1+i) \times (0.4 \times P \times (L-1)/(L+0.4))$ ただし、 $2.0 < L \leq 4.0$	—	主鉄筋の 25%以上	1300	$\sigma_{28}/3 \leq 70$	14 (有効版厚11)
1964(昭39)	鋼道路橋設計示方書 (日本道路協会)			—	主鉄筋の 70%以上	1400	$\sigma_{28}/3 \leq 80$	
1967(昭42)	鋼道路橋一方鉄筋 コンクリート床版の配 力鉄筋設計要領 (建設省)							
1968(昭43)	鋼道路橋の床版設計 に関する暫定基準 (案)(日本道路協会)		$0.8 \times (0.12 \times L + 0.07) \times P$	$0.8 \times (0.10 \times L + 0.04) \times P$	左記に対する 照査により決 定	1400 (余裕200)	$\sigma_{sk}/3 \leq 100$	3L+11 \geq 16
1971(昭46)	鉄筋コンクリート床版 の設計について(建設 省)							
1973(昭48)	道路橋示方書 (日本道路協会)							
1978(昭53)	道路橋鉄筋コン クリート床版の設計、施 工について(建設省)							
1980(昭55)	道路橋示方書 (日本道路協会)		<div><div>大型車交通 量1000台 (日・方向) 以上で20%増 し</div><div>付加曲げ モーメントを 生じる場合 は別途</div></div>	<div><div>$0.8 \times (0.10 \times L + 0.04) \times P$</div><div>大型車交通量1000台 (日・方向) 以上で20%増し</div></div>	1400 (余裕200)	$\sigma_{sk}/3 \leq 100$	3L+11 \geq 16 (大型車交通量、 不等沈下考慮)	
1990(平2)	道路橋示方書 (日本道路協会)							
1994(平6)	道路橋示方書 (日本道路協会)							
1996(平8)	道路橋示方書 (日本道路協会)	P=10.0 (T荷重片側)	<div><div>$2.5 < L \leq 4.0$ で、 $1.0 + (L - 2.5)/12$ を割増し</div><div>付加曲げ モーメントを 割増し</div></div>			1400 (余裕200)		3L+11 \geq 16 (大型車交通量、 不等沈下考慮)

※1:連続版で主鉄筋が車両進行方向に直角の場合

以下に主要な項目の変遷を示す。

(1) 設計荷重および設計曲げモーメント

RC 床版の設計荷重は、昭和 14 年鋼道路橋設計示方書 (S14 鋼道示) で設計自動車荷重が 1 等橋 13tf、2 等橋 9tf と規定され、昭和 33 年制定の道路構造令から 20tf、14tf と大幅に増加し、平成 5 年の道路構造令の改正で 25tf まで引き上げられた。

RC 床版の設計曲げモーメントは表-2.2 に示すように、大正 15 年の内務省「道路構造に関する細則案」(T15 細則)、S14 鋼道示では版の有効幅を考慮した梁としてモーメントを算定している。S31 道示では、一方向版として設計曲げモーメントを規定し、支間長に応じて算定する衝撃係数を乗じている。昭和 46 年 RC 床版の設計について (S46 通達) 以降は主筋方向および配力筋方向の曲げモーメントを各々規定し、衝撃荷重も曲げモーメント式の中に含まれる形となった。昭和 55 年道路橋示方書 (S55 道示) では、計画交通量のうち大型車が 1 日 1 方向 1000 台を超える場合には T 荷重による設計曲げモーメントに 1.2 倍の割増係数を乗ずることとなった。H6 道示では橋の等級が廃止され A 活荷重、B 活荷重が導入

表-2.2 設計曲げモーメントの変遷²⁾

技術基準	曲げモーメント		備 考
	主筋方向	配力筋方向	
T15 細則	$M=P (l-b/2) / 4 \times (1+i)$ $i=20 / (60+L) \leq 0.3$		T荷重において分布幅を考慮して算出
S14 鋼道示	$M=P (l-b/2) / 4 \times (1+i)$ $i=20 / (50+L)$		同 上
S31 鋼道示	$M=0.4P (L-l) / (L+0.4) \times (1+i)$ $i=20 / (50+L)$		$2 < L < 4$
S46 通達	$M=0.8 (0.12L+0.07) P$	$M=0.8 (0.10L+0.04) P$	衝撃を含む $P=8tf$ $0 < L \leq 4$
S55 道示			計画交通量大型車1日1方向1000台以上は1.2倍
H2 道示			TT-43が導入される
H5 通達			衝撃を含む $P=10tf$ $0 < L \leq 4$
H6 道示			計画交通量大型車1日1方向1000台未満は20%減ずる
H8 道示			衝撃を含む $P=10tf$ (B活荷重) $0 < L \leq 4$ (A活荷重の場合は20%低減した値を用いてよい) 主筋方向は増増係数 $=1+(L-2.5)/12$ を乗ずる (B活荷重、 $2.5 < L \leq 4.0$ の場合)

注記) 1. M ; 床版の設計曲げモーメント, i ; 衝撃係数, P ; 活荷重, L ; 床版の支間長

2. なお上表は床版支間が車両進行方向に直角な場合の連続版について記した。

され、B 活荷重の輪荷重は 10tf に引き上げられ、さらに主筋方向の床版の設計曲げモーメントには床版支間に応じた割増係数を乗ずるようになった。

(2) 許容応力度

鉄筋とコンクリートの許容応力度の変遷を表-2.3 に示す。鉄筋の許容応力度はまず T15 細則、S14 鋼道示で規定された。S39 鋼道示では当時の土木学会コンクリート標準示方書に準拠する形で鉄筋の材質に応じた許容応力度が定められ、結果として鉄筋の許容応力度は以前より引き上げられた。しかし、その後床版の損傷が顕著に見られるようになったため、床版の破損の原因となるコンクリートのひび割れの発生を防止することを目的として、昭和 43 年鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準 (S43 基準) 以降はその材質を問わず鉄筋の許容引張応力度は 1400kgf/cm² に引き下げられた。

コンクリートの許容応力度は、T15 細則では 45kgf/cm² と現在より相当に低い値であったが、その後、コンクリートの品質および強度の向上に伴い引き上げられた。設計基準強度の最低値も S31 鋼道示の 160kgf/cm² から平成 2 年道路橋示方書の 240kgf/cm² まで段階的に引き上げられた。

(3) 鉄筋量および床版の最小厚

当初の設計基準では、床版は一方向版として主筋方向の曲げモーメントに対してのみ鉄筋の許容応力照査を行っていたため、配力鉄筋量は構造細目中で主鉄筋に対する比率として規定されていた。その後、S31 鋼道示では主鉄筋量の 25% 以上であったものが、S46 通達により主鉄筋量の 70% 以上に引き上げられた。これは配力鉄筋量の不足により主鉄筋に平行な方向にひび割れが生じたことに対する対策と考えられる。S46 通達以降は配力鉄筋方向の曲げモーメントに対しても応力度照査を行い、配力鉄筋量を決定するように設計基準が改定された。

床版の最小厚の変遷を表-2.4 に示す。床版の最小厚は S31 鋼道示で 14cm 以上と規定されたのが最初であり、その後 S43 通達により引き上げられて 16cm 以上（支間長による）となった。H5 通達以降はこれに交通量と負荷曲げモーメントの係数を乗ずることとなり、床版の最小厚をさらに厚くするように改定された。

表-2.3 許容応力度の変遷²⁾

技術基準	鉄 筋	コンクリート
T15 細則	1200	45
S14 鋼道示	1300	45 ($\sigma_{28}/3 < 65$)
S31 鋼道示	1300	$\sigma_{28}/3 < 70$ ($\sigma_{28} > 160$)
S39 鋼道示	1400 (SR24, SD24) 1600 (SR30) 1800 (SC30)	$\sigma_{28}/3 < 80$ ($\sigma_{28} > 180$)
S43 基準	1400	
S48 道示	1400	$\sigma_{28}/3 < 100$ ($\sigma_{28} > 210$)
S53 通達	1400 に対して 200 程度余裕を持たせる	$\sigma_{28}/3 < 100$ ($\sigma_{28} > 210$)
S55 道示	1400	$\sigma_{28}/3 < 100$ ($\sigma_{28} > 210$)
H2 道示	1400 付加曲げモーメントを加えない場合 1400 に対して 200 程度余裕を持たせる	$\sigma_{28}/3 < 100$ ($\sigma_{28} > 240$)

(kgf/cm²)

表-2.4 床版の最小厚の変遷²⁾

技術基準	床版の最小厚
T15 細則	規定なし
S31 鋼道示	14cm (有効厚 11cm、かぶり 3cm)
S43 基準	$d_0 = 3L + 9 \geq 16 \text{ cm}$
S46 通達	$d_0 = 3L + 11 \geq 16 \text{ cm}$
S53 通達	$d_0 = 3L + 11 \geq 16 \text{ cm}$ $d = K_1 \cdot K_2 \cdot d_0$ K_1 : 交通量の係数 K_2 : 付加モーメントの係数
S55 道示	$d_0 = 3L + 11 \geq 16 \text{ cm}$
H2 道示	$d_0 = 3L + 11 \geq 16 \text{ cm}$ $d = K_1 \cdot K_2 \cdot d_0$ K_1 : 交通量の係数 K_2 : 付加モーメントの係数
H5 通達	$d_0 = 3L + 11 \geq 16 \text{ cm}$ $d = K_1 \cdot K_2 \cdot d_0$ k_1 : 交通量の係数 k_2 : 付加モーメントの係数

なお、鋼橋の設計においては、上述の「昭和 31 年鋼道路橋設計示方書」において、それまでのたわみ規定が諸外国に比べて厳しすぎるなどの理由から大幅に緩和され、「昭和 39 年道路橋設計示方書」においてさらに若干の緩和が行われた。その後、昭和 48 年に出された「道路橋示方書 I 鋼橋編」において制限が強化されるまでの間に鋼橋について支間長にもよるが鋼桁のたわみが設計上大きくなる傾向にあり、昭和 40 年代より本格的に採用され始めたポンプ車によるコンクリート打設の施工品質とあわせて床版の耐久性に影響を及ぼした可能性も疑われる。

2.1.2 RC 床版の疲労破壊機構³⁾

RC 床版の疲労破壊機構は以下に示す通りである。現場打ちコンクリート床版では、輪荷重の載荷によって直交 2 方向の曲げモーメントが発生し、床版下面では格子状のひび割れが発生する。ただし、支持桁が床版コンクリートの自己収縮・乾燥収縮を拘束するため、橋軸直角方向に最初に発生する傾向にある。その後、図-2.1(a)のような格子状になる。同時に、床版上面にも図-2.1(b)のような橋軸直角方向のひび割れが大きな間隔で発生する。この上面ひび割れはねじりモーメントに起因するもので、支持桁付近から床版中央へと進展する。ひび割れ開始点で表面の引張主応力が交番し、輪荷重走行の繰り返しによって発生するため、疲労ひび割れであると説明できる。さらに繰り返し回数が進むと、これら上下のひび割れがドッキングして貫通ひび割れとなる（図-2.1(c)）。この結果、床版の異方性化が進み橋軸方向への荷重分配効果は低下し、主鉄筋断面の荷重負荷が増加する。さらに継続して輪荷重が走行すると、ひび割れはあまり増加しない状態が継続するが、たわみは徐々に増加する。これは貫通ひび割れに作用するせん断力とねじりモーメントが交番断面力で、それらの繰り返し作用によってひび割れ面の摩耗が進行するためである。この後、図-2.1(d)のように配力鉄筋のみが連結しているだけの、主鉄筋方向のはり状となる。このはり幅は 40~50cm であるので、この断面には過大な断面力が作用することになり、この断面はせん断疲労を受け、急速で脆性的に破壊する。これが最終破壊である（図-2.1(e)）。

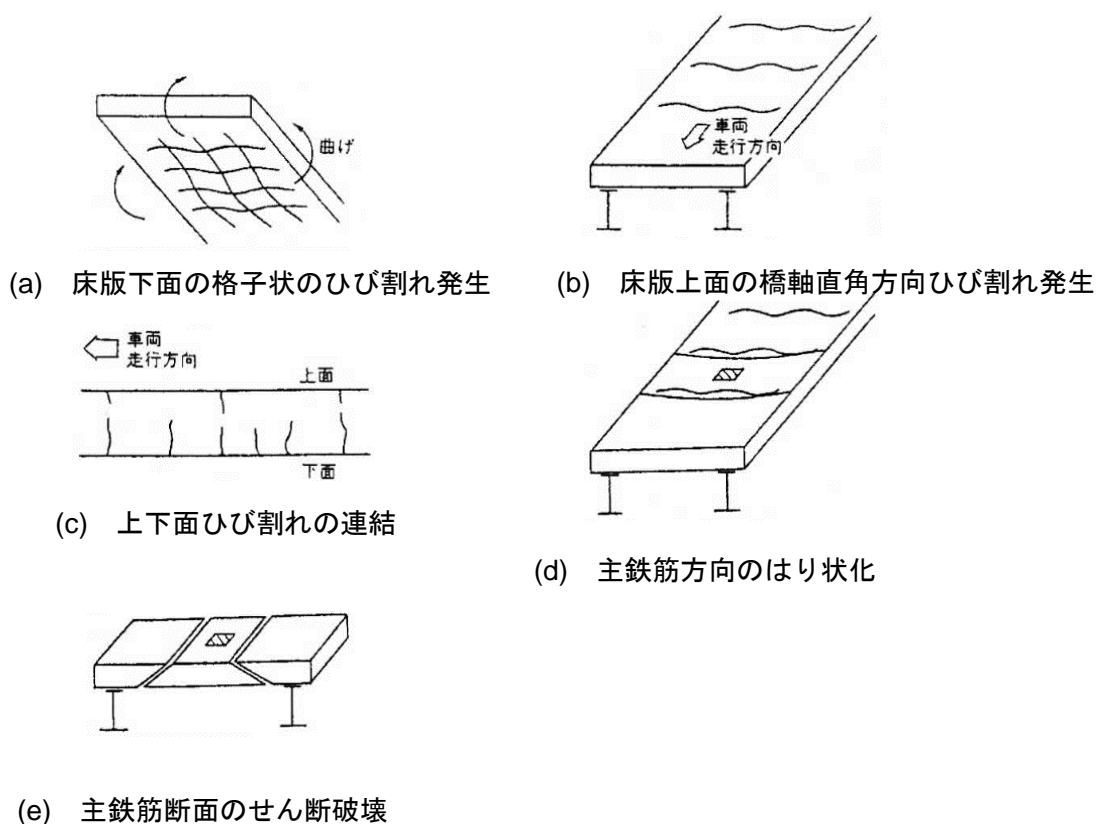


図 2.1 RC 床版の疲労破壊機構³⁾

2.1.3 土木学会による RC 床版の疲労劣化指標⁴⁾

土木学会では、床版の疲労により重大な劣化に至った事例とその原因究明結果に基づき、疲労による床版の劣化過程を、表-2.5 および図-2.2 に示すように、潜伏期、進展期、加速期、劣化期の4つの過程に区分している。

表-2.5 床版の疲労劣化過程⁴⁾

構造物の外観上のグレード	劣化過程	定 義	期間を決定する要因
グレードⅠ	潜伏期	主に乾燥収縮により、主桁直角方向に一方向ひび割れが数本程度発生している段階。主桁の拘束条件によっては、温度変化等によりさらにこのひび割れが進行することもある。凍結防止剤散布下では、床版上面から塩化物イオンが侵入する。	適用した設計基準 床版厚 配力鋼材量 床版支間長 施工
グレードⅡ	進展期	主桁作用により、主桁直角方向に曲げひび割れが進展するとともに、主桁方向に床版の曲げによるひび割れも進展し始め、格子状のひび割れ網が形成される段階。ひび割れ密度の増加が著しいが、床版の連続性（二方向性版）は失われていない。凍結防止剤散布下では、床版上面から凍害（スケーリング）、塩害（鋼材の腐食）が進展する。	乾燥収縮 使用条件 交通量 車両重量(軸重) 走行位置 凍結防止剤散布量 表面防水層
グレードⅢ	加速期	ひび割れの網細化が進み、ひび割れの開閉やひび割れのすり磨きが始まる段階。ひび割れのスリット化や角落ちが生じるとコンクリート断面の抵抗は期待できないので、床版の押抜きせん断耐力は急激に低下し始める。凍結防止剤散布下では、鋼材腐食、スケーリング、水分の侵入および疲労の相乗作用により、上側鋼材近傍での水平ひび割れの発生と砂利化が顕在化する場合がある。	上記に加えて 環境条件 浸透水の影響 実施してきた対策 表面防水層の有無 補修、補強の有無
グレードⅣ	劣化期	床版断面内にひび割れが貫通して床版の連続性が失われ、貫通ひび割れで区切られたはり状部材として輪荷重に抵抗することになる段階。貫通ひび割れの間隔やコンクリート強度、鋼材量等が部材としての終局耐力に影響する。雨水の浸透や鋼材腐食等にも配慮する必要がある。凍結防止剤散布下では、水平ひび割れ、砂利化の進行により急速に疲労耐久性が低下する。	上記全て

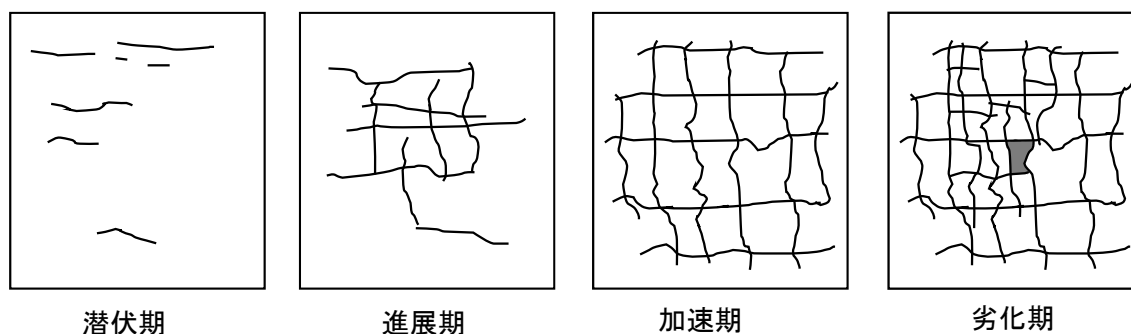


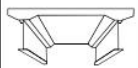


















図-2.2 床版下面のひび割れ進行⁴⁾

2.1.4 国土交通省による RC 床版の疲労劣化指標⁵⁾

表-2.6 に国土交通省橋梁定期点検要領（案）に示されている、コンクリート床版の損傷度の評価区分を示す。この評価区分は、鋼橋のコンクリート床版を対象としたひび割れであり、床版下面に一方向または二方向のひび割れが生じている状態を示している。

また、コンクリート橋の T 桁橋のウェブ間（間詰め部を含む。）、箱桁橋の箱桁内上面、中空床版橋および箱桁橋の張り出し部のひび割れも対象としている。

表-2.6 床版の損傷度の評価区分⁵⁾

状態	1方向ひびわれ			2方向ひびわれ		
	性状	ひびわれ	漏水・遊離石灰	性状	ひびわれ	漏水・遊離石灰
a		損傷なし	なし	—		
b		・ひびわれは主として1方向のみ ・最小ひびわれ間隔は概ね1m以上 ・最大ひびわれ幅は0.05mm以下 (ヘアークラック程度)	なし	—		
c	 	・ひびわれは主として1方向のみ ・ひびわれ間隔は問わない ・ひびわれ幅は0.1mm以下が主 (一部には0.1mm以上も存在)	なし		・ひびわれは格子状 ・格子の大きさは0.5m程度以上 ・ひびわれ幅は0.1mm以下が主 (一部には0.1mm以上も存在)	なし
d	 	・ひびわれは主として1方向のみ ・ひびわれ間隔は問わない ・最大ひびわれ幅は0.2mm以下が主 (一部には0.2mm以上も存在)	なし		・ひびわれは格子状 ・格子の大きさは0.5m～0.2m ・ひびわれ幅は0.2mm以下が主 (一部には0.2mm以上も存在)	なし
	 	・ひびわれは主として1方向のみ ・ひびわれ間隔は問わない ・最大ひびわれ幅は0.2mm以下が主 (一部には0.2mm以上も存在)	あり	 	・ひびわれは格子状 ・格子の大きさは問わない ・ひびわれ幅は0.2mm以下が主 (一部には0.2mm以上も存在)	あり
e	 	・ひびわれは主として1方向のみ ・ひびわれ間隔は問わない ・ひびわれ幅は0.2mm以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる	なし		・ひびわれは格子状 ・格子の大きさは0.2m以下 ・ひびわれ幅は0.2mm以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる	なし
	 	・ひびわれは主として1方向のみ ・ひびわれ間隔は問わない ・ひびわれ幅は0.2mm以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる	あり	 	・ひびわれは格子状 ・格子の大きさは問わない ・ひびわれ幅は0.2mm以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる	あり

2.2 道路橋床版の疲労耐久性評価に関する既往の研究^{6),7)}

2.2.1 研究の概要

道路橋示方書では、コンクリート系床版の自動車荷重の繰り返し载荷に対する、疲労耐久性を要求水準に応じて定量的に、自由に設計できるような規定とはなっていない。現在のところ過去に実績が多数ある一般的な床版形式について、適用範囲を限ったうえで設計供用期間において、所要の耐久性が得られるだろうと考えられる経験的設計手法が規定されているのみである。このためプレストレストコンクリート床版や鋼コンクリート合成床版などの様々な構造や形式の床版についても、基準で要求される水準の疲労耐久性を満足することを合理的に評価・検証できる手法の確立が望まれ、各方面で検討が行われてきた。

これらの取り組みの一つとして、自動車荷重の移動を模擬して床版供試体に繰り返し载荷を行う疲労試験方法（輪荷重試験法）が開発された。

2.2.2 輪荷重走行試験方法

移動する輪荷重が直接载荷される版構造である床版では、荷重の移動に伴う応力状態の変化が疲労耐久性に大きく影響しているものと考えられる。過去の床版の疲労耐久性に関する研究では、床版の定点で繰り返し载荷を行う疲労試験が多く実施されてきたが、ひび割れ状態などの損傷形態が実橋でみられるものとは大きく異なり、現象の再現ができない状態が長く続いた。その後、大阪大学の松井らによって輪荷重走行試験機が考案され、実橋で見られるものにより近い破壊形態が実験的に再現できるようになり、それ以後は多くの実験が様々な条件に対して行われてきた。

実際の床版では、载荷位置が移動するため、床版下面のひび割れは放射状には発達せず、床版全体に格子状で拡大していくことが多く、さらに損傷が進行すると鉄筋が破断するよりも前に、ブロック化したコンクリート塊が床版から抜け落ちることが多い。これに対し、一点での载荷を繰り返した場合には、床版下面の载荷点を中心とした放射状のひび割れが発生した後、コンクリート部分の破壊に先立って主鉄筋の疲労による破断が生じる場合がほとんどであり、破壊の形態は乖離している。

定点载荷試験については、一点のみで载荷を繰り返すのではなく、複数の载荷点を設けてそれらに順次载荷していくことを繰り返す方法が試みられた例もある。その場合に、载荷点が一点ではないため床版下面に発達するひび割れは単純な放射状にはならず、実橋に近い格子状のひび割れパターンが得られているが、一点での定点载荷試験と同様にコンクリートの破壊に先行して、鉄筋が疲労で破断する結果が得られており、実橋の破壊パターンとは一致しない。

このように離散的に载荷を行う定点载荷試験では、一点载荷、複数点载荷のいずれの方法によっても実橋の床版の疲労損傷過程は破壊形態からも再現されているとはいいがたく、それらを改善するために、载荷条件を限りなく実橋床版に近づけた輪荷重走行試験方法が考案された。

輪荷重走行試験方法は、実物大に近いスケールの床版供試体の上を、接地圧（載荷荷重）を制御しながら車輪を移動させる疲労試験方法である。写真-2.1 に輪荷重走行試験機の概観を示す。鉛直力が維持されたまま、連続的に床版を移動していくために、実交通下での輪荷重によって生じていると考えられるものと比較的近い応力状態が供試体に対して与えることが可能であると考えられる。特に、鉄筋コンクリート部材である、コンクリート床版では、疲労による劣化損傷の進行メカニズムがひび割れの発達と密接に関係していると考えられ、床版コンクリート各部における応力履歴の大きさのみならず、その方向やその変化などもより忠実に再現することが実橋の疲労現象の再現には必要と考えられる。そのため、輪荷重試験は定点載荷に比べて現象再現性の点ではより適当な方法と考えられる。写真-2.2 に、実橋の RC 床版のひび割れ性状と輪荷重走行を受ける RC 床版のひび割れ性状を示す。



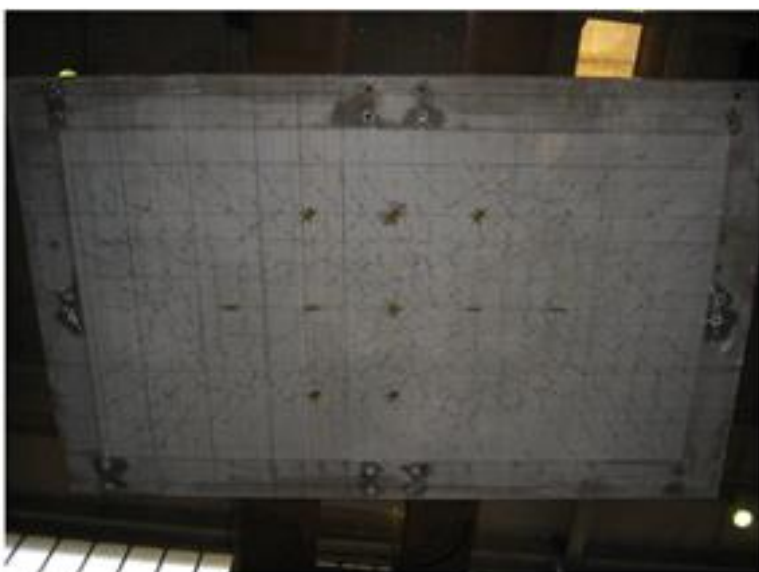
写真-2.1 輪荷重走行試験機(ゴムタイヤ式)

輪荷重走行試験の結果は、載荷荷重の大きさと回数によって疲労環境が定義され、疲労損傷の進行の程度についてはコンクリート部材としての変状によって評価することが一般的である。疲労損傷程度の評価で通常着目される主な項目を、以下に示す。

- ①床版のたわみ
- ②内部鋼材（鉄筋）のひずみ
- ③コンクリート表面のひずみ
- ④ひび割れ性状（延長・幅・方向など）



(a) 実橋の RC 床版のひび割れ性状



(b) 輪荷重走行試験を受ける RC 床版のひび割れ性状

写真-2.2 実橋と輪荷重走行試験を受ける RC 床版のひび割れ性状 ⁶⁾

2.2.3 RC 床版の輪荷重走行試験

輪荷重走行試験を行った RC 床版では、載荷荷重の固定、漸増に関わらず、初期よりひび割れが発生する。その後、全体に進展して最終的には床版コンクリートの一部が台形（四角錐）状に踏み抜かれるように破壊する押抜きせん断破壊の状態を呈し、破壊に至る。また、内部の鉄筋は最終段階まで破断することはほとんどなく、この 2 つの特徴は、実際の床版で抜け落ちを生じた床版の多くに共通する特徴と同じである。

土木研究所（旧建設省土木研究所）では RC 床版の輪荷重走行試験（一定荷重の繰り返し）を実施してきた。一例として、S39 鋼道示で設計された RC 床版の結果を以下に示す。表-2.7 に供試体の諸元を示す。図-2.4 には床版中央の活荷重たわみ、主鉄筋ひずみ、配力筋ひずみを示す。

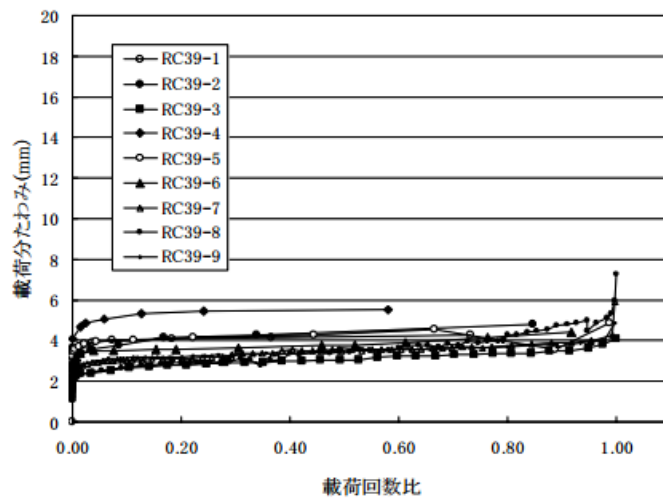
床版中央の活荷重たわみは、初期段階で急速に増加し、ある値に達すると、以降はその増加速度は極めて緩やかになり徐々に増加しながら長く推移する。そして最後にたわみは急増し破壊に至る。

鉄筋ひずみは、引張り側にある主鉄筋、配力筋とともに、載荷初期段階で床版たわみの増加と連動するようにひずみが急増するが、その後はほぼ一定の値で推移しており、そして最後のたわみが急増する段階でこれに連動するように挙動が不安定化となる。

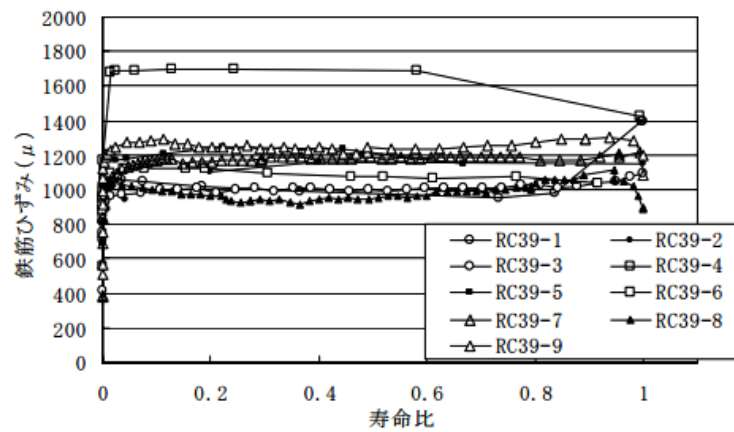
表 2.7 RC 床版供試体の諸元 ⁷⁾

	供試体寸法 (mm)	支間 (mm)	主鉄筋(mm)		配力鉄筋(mm)	
			呼び径	間隔	呼び径	間隔
RC39-1.3~9	2800×4500×190	2500	D16	150(300)	D13	300(300)
RC39-2					D10	150(300)

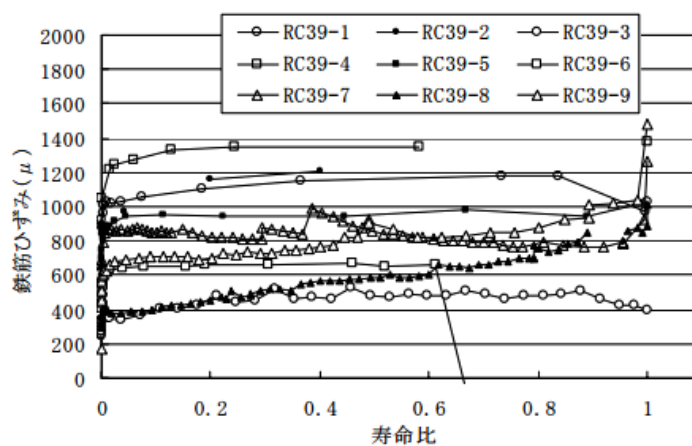
○内は圧縮鉄筋の値



(a) 床版中央の活荷重たわみ



(b) 主鉄筋ひずみ



(c) 配力鉄筋ひずみ

図-2.4 RC 床版の輪荷重走行試験結果の一例⁷⁾

2.3 鋼板接着補強工法⁸⁾⁹⁾

道路橋 RC 床版は床版の支間長に対して厚さの薄い構造であり、変動の激しい輪荷重を直接支える部材であるため、荷重の繰り返しがもたらす疲労の影響による性能劣化が健在する代表的な部材である⁸⁾。昭和 39 年以前に建設された RC 床版は現行の RC 床版に比べ非常に脆く、早期のひび割れやコンクリート塊の剥落が確認されてきたため、多くの床版に対して補修・補強が実施されている。その補強工法の中でも、多くの施工実績を持つのが鋼板接着補強工法である。

鋼板接着補強工法の概要図を図-2.5 に示す。鋼板接着補強工法は、一般的に、厚さ 4.5mm の鋼板をコンクリートと 5mm ほどの隙間を確保しつつアンカーボルトで固定した後、注入口からエポキシ樹脂を圧入し、鋼板とコンクリートを一体化させることで RC 床版を補強する工法である。この工法の主な補強効果として、

(1) 鋼材の増加による曲げ剛性の向上

(2) 床版の連続性が再構築されることによるせん断耐力の向上

(3) 圧入された接着材がひび割れの隙間に充填されることによるひび割れの動きの抑制

の 3 つが挙げられる。これらの補強効果は鋼板とコンクリートの物性に依存し、施工時の床版の損傷状況によらず一定の効果を発揮するが、ひび割れの状況が深刻なほど鋼板とコンクリートは剥離し易い¹⁰⁾。鋼板とコンクリートの一体性が無ければ補強効果は保証されないため、施工後は鋼板の剥離点検が必須となる。そのため、現在の鋼板接着補強 RC 床版の維持管理では、鋼板をテストハンマーでたたき、その音の違いを人の耳で聞き分けることで剥離を推定するたたき検査が主に実施されている。

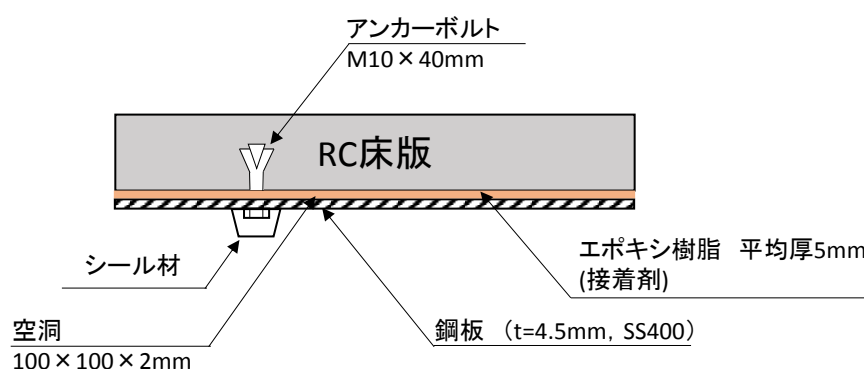


図-2.5 鋼板接着補強工法の概要

2.4 鋼板の剥離特性に関する検討¹¹⁾

接着材に用いられるエポキシ樹脂は、弾性係数が被着体である鋼板やコンクリートに比べ小さいため、引張力が大きく作用する鋼板接着端部では樹脂の変形が大きくなってしまふ。その結果、樹脂の変形に被着体が追従できずに接着端部で剥離が生じる。剥離が生じると床版の断面剛性が低下し、たわみが増加するため、鋼板の変形が過大となり、更なる剥離の発生を助長することになる¹²⁾。そこで、安東らは非線形 FEM による鋼板接着端部の剥離挙動解析および剥離実験を行った。図-2.6 に解析および実験に用いたモデルを示す。なお、安東らはスパイラル筋を埋め込み部材としたため、解析においてスパイラル筋の影響は考慮されていない。鋼板とコンクリートブロックの接着面について、接着長を 100mm で一定とし、接着幅が 50mm と 100mm、コンクリートの圧縮強度を 15.7, 22.2, 32.5, 36.9N/mm² の計 8 つの条件で解析および実験を行った。

表-2.8 に鋼板の剥離荷重および平均剥離強度(剥離荷重/接着面積)の結果を示す。表より、コンクリートの圧縮強度に比例して、剥離荷重と平均剥離強度はともに増加する傾向を示している。このことから、コンクリートと鋼板の剥離し易さはコンクリートの物性に依存すると報告されている。また、接着幅 100mm では、コンクリートの圧縮強度が 32.5N/mm² 以上の場合において、コンクリートの圧縮強度と実験から得られた剥離荷重および平均剥離強度には相関が見られない。これについて、筆者らは、解析値では比例関係が見られることから、実験ではスパイラル筋が剥離に影響を及ぼしたと考察している。また、図-2.7 に FEM 解析で得られた接着幅と鋼板上面のひずみ分布の関係を示す。図より、鋼板の接着幅が増加するにつれ、載荷端側の鋼板ひずみが低下していることがわかる。これについて、筆者らは、躯体幅に対し接着幅が小さい場合、樹脂の変形により鋼板のみに曲げが生じるが、躯体幅と接着幅が近づくと、鋼板先端のコンクリートにひび割れが生じやすくなり(図-2.8)、躯体本体に曲げが生じ、載荷端側のピークが低下したと考察している。

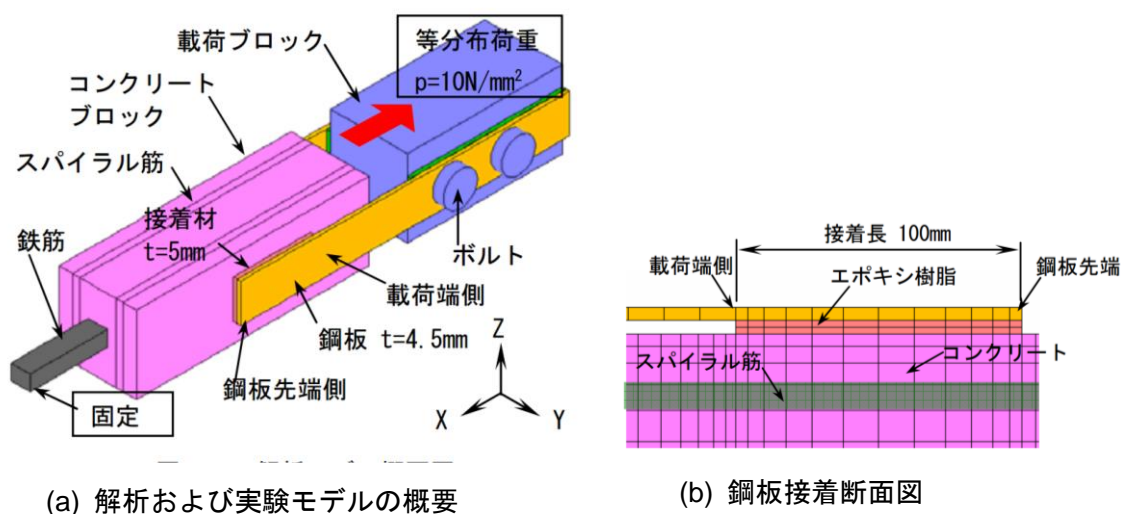


図-2.6 解析および実験モデル¹¹⁾

表-2.8 剥離荷重および平均剥離強度 ¹¹⁾

試験体 No.	定着長 L (mm)	コンクリート 圧縮強度 f_c' (N/mm ²)	接着幅 B (mm)	エポキシ樹脂 圧縮強度 f_e (N/mm ²)	はく離荷重 P_{pr} (kN)		平均はく離強度 τ_p (N/mm ²)	
					実験	解析値	実験	解析値
1	100	15.7	50	78.6	28.0	25.0	2.80	2.50
2			100		31.9	36.0	1.60	1.80
3		22.2	50	71.5	27.0	28.5	2.70	2.85
4			100		47.5	47.5	2.35	2.38
5		32.5	50	71.5	34.0	35.5	3.40	3.55
6			100		46.5	65.0	2.33	3.25
7		36.9	50	78.6	40.8	42.5	4.08	4.25
8			100		48.0	63.0	2.40	3.15

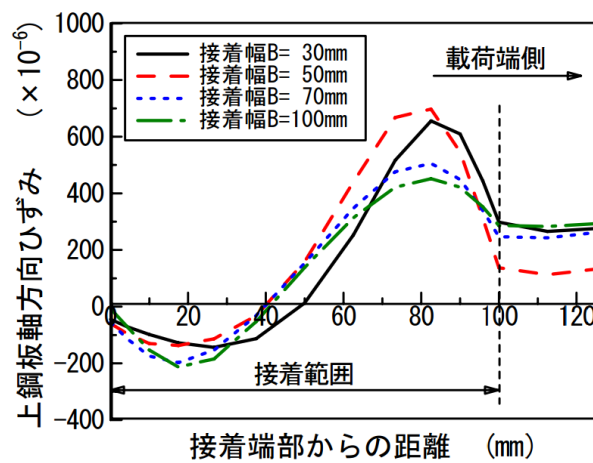


図-2.7 鋼板上面のひずみ分布 ¹¹⁾

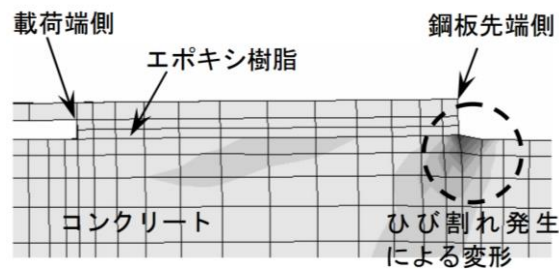


図-2.8 接着端部でのひび割れ ¹¹⁾

2.5 鋼板接着補強 RC 床版の輪荷重走行試験

(1) 鋼板接着工法で補強された RC 床版の耐久性について¹³⁾

堀川らは、損傷を受けた RC 床版に対する鋼板接着工法の補強効果を確認するため、RC 床版に輪荷重走行を与え実橋と同程度のひび割れを導入し、その後鋼板接着工法で補強を行い、再び輪荷重走行下で床版に破壊をもたらす走行実験を行った。これらの実験より以下の結果が示されている。①鋼板接着補強後のたわみは、補強前に比べて 1/3 以下に回復した。②無補強の床版が 15 万 4000 回 (9.2~10.8tf) で破壊したのに対し、ひび割れ損傷の著しい RC 床版に鋼板接着補強を行ったものは、51 万 1000 回 (11.0~21.0tf) で破壊した。③走行回数を増加させるに伴い、鋼板の剥離が徐々に進行した。剥離現象は、添接版近傍や鋼板端部等の不連続部から進行し、最終的には床版上面コンクリートの砂利化を伴う、押抜きせん断破壊の形式で床版が崩壊したと報告している。

(2) 浮きを有する鋼板接着補強 RC 床版の疲労耐久性および樹脂再注入の評価¹⁴⁾

鋼板接着工法は、1960 年代から RC 床版の補強対策として注目されはじめ、多くの施工実績がある。しかしながら、経年に伴い鋼板の浮きが打音検査で発見されている。鋼板の浮きは、活荷重の繰り返し作用により剥離先端で応力集中が生じ、これによる浮きの拡大が懸念されている。鋼板の浮きに対しては、低粘度のエポキシ樹脂を再注入し床版との一体性の回復を図る手法もあるあるが、その効果については不明な点も多い。

佐野らは、人為的に浮きを設けた鋼板接着補強 RC 床版を作製し、輪荷重走行試験（ゴムタイヤ式）を実施した。実験では、鋼板の浮きの拡大と破壊過程を観察するとともに、樹脂の再注入も行いその効果を評価した。供試体は昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に準じて設計した長さ 3500mm、幅 2800mm、厚さ 160mm のハンチ付き RC 床版である。図-2.9 に供試体概要を示す。表-2.9 は鋼板接着供試体の種類を示す。

図-2.10 に鋼板接着後の輪荷重走行回数と床版支間中央たわみの関係を示す。荷重と走行回数の増加につれて、PL-1（鋼板面剥離型）および PL-2（コンクリート面剥離型）の活荷重たわみは、PL-3（完全接着）に比べて大きくなっている。PL-2 と PL-1 のたわみを比較すると、活荷重たわみはほぼ同じであるが、残留たわみについては、載荷初期の段階から PL-2 のそれは PL-1 よりも大きくなる傾向が見られた。これは、コンクリート面に非接着位置を作る際に塗布した剥離剤がひび割れを埋めてしまい、ひび割れへ樹脂が注入されなかったことに起因していると考えられ、特に PL-2 については、補強前の影響を受けているものと考えられる。また、破壊時の走行回数にも影響を及ぼしており、PL-1 は走行回数 924,602 回で破壊したのに対し、PL-2 は 675,373 回で破壊している。一方、PL-3 の活荷重たわみの傾きは緩やかに増加したものの、浮きの進行がほとんど確認できなかったことから走行回数 32 万回の時点でハンマーで鋼板面を叩き、人為的に浮きを作った。人為的な浮きを図-2.11 中に青色で示す。その後の浮きの拡大は、人為的に設けた浮きを中心に拡大し、走行回数 112 万回で鋼板接着面積の 52%に達した。浮きへの再注入はこの時点で行った。

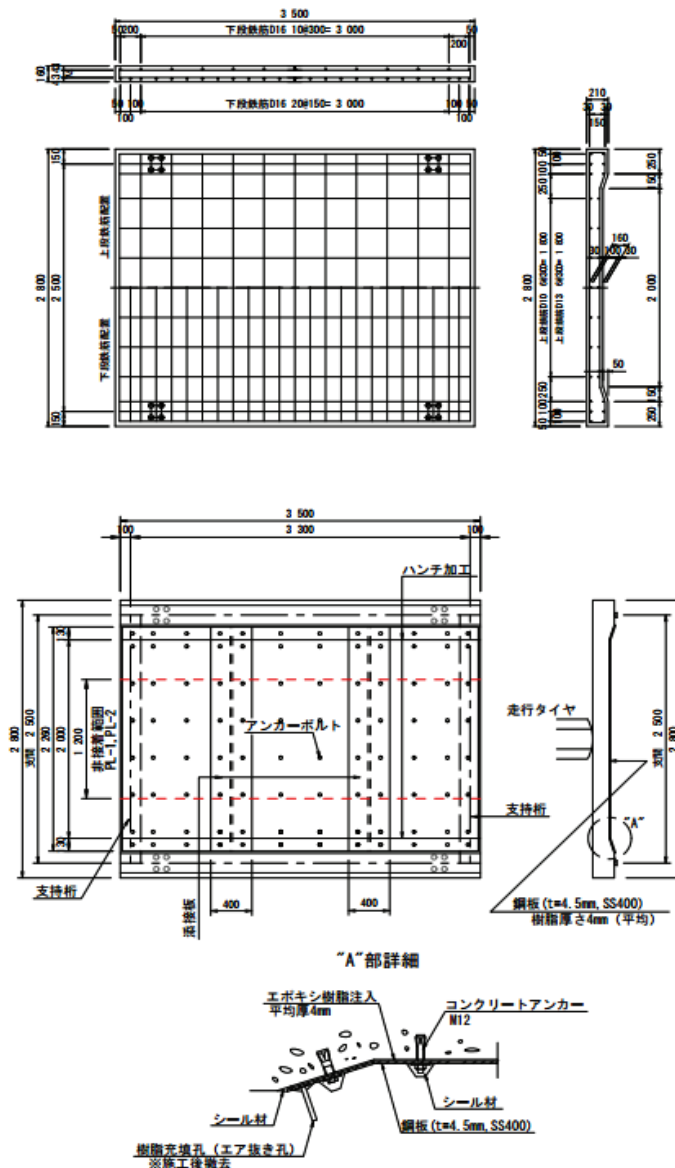


図-2.9 供試体概要¹⁴⁾

表-2.9 鋼板接着供試体の種類¹⁴⁾

供試体 No.	浮きの発生位置	浮きの作り方
PL-1	鋼板面	樹脂と接する鋼板面に離型剤を塗布
PL-2	コンクリート面	樹脂と接するコンクリート面に離型剤を塗布
PL-3	完全接着	非接着範囲なし

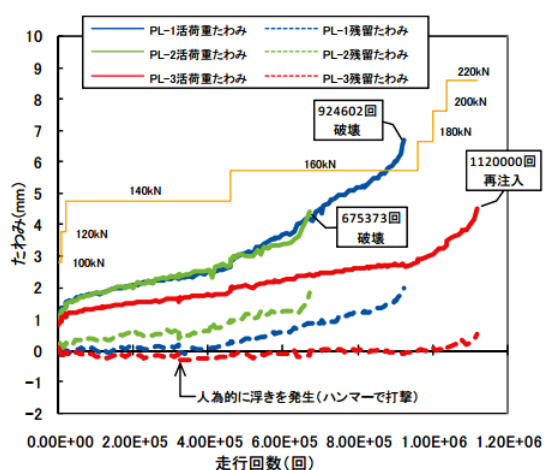


図-2.10 床版支間中央たわみ¹⁴⁾
(樹脂再注入前)

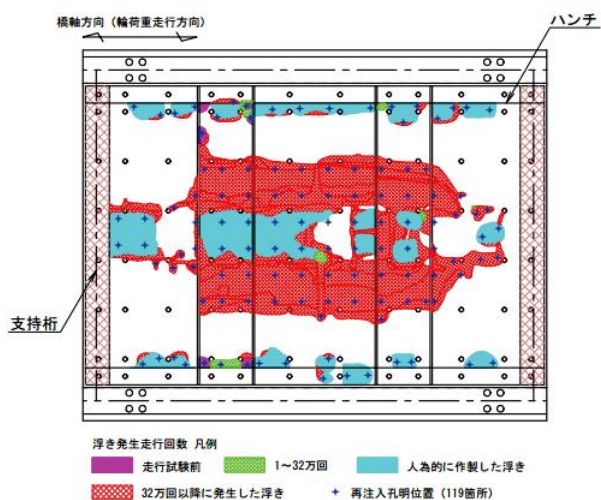


図-2.11 浮きの拡大過程¹⁴⁾

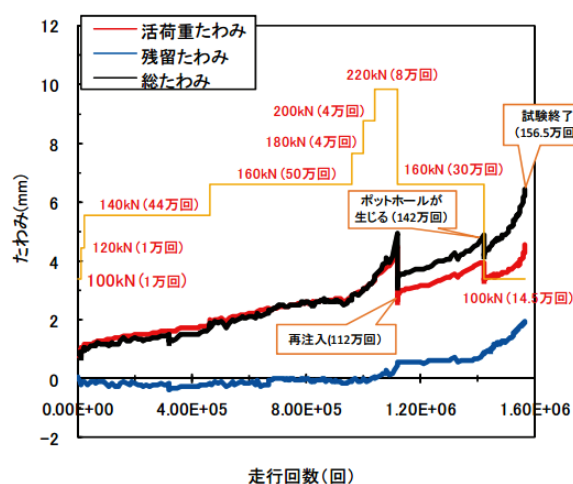


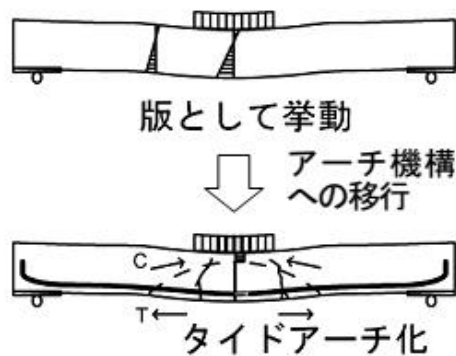
図-2.12 床版支間中央たわみ¹⁴⁾ (破壊までの全過程)

図 2.12 に輪荷重走行試験全過程における走行回数とたわみの関係を示す。再注入からの走行回数が 30 万回となった時点で、床版中央のたわみは再注入前とほぼ同等の値に達した。

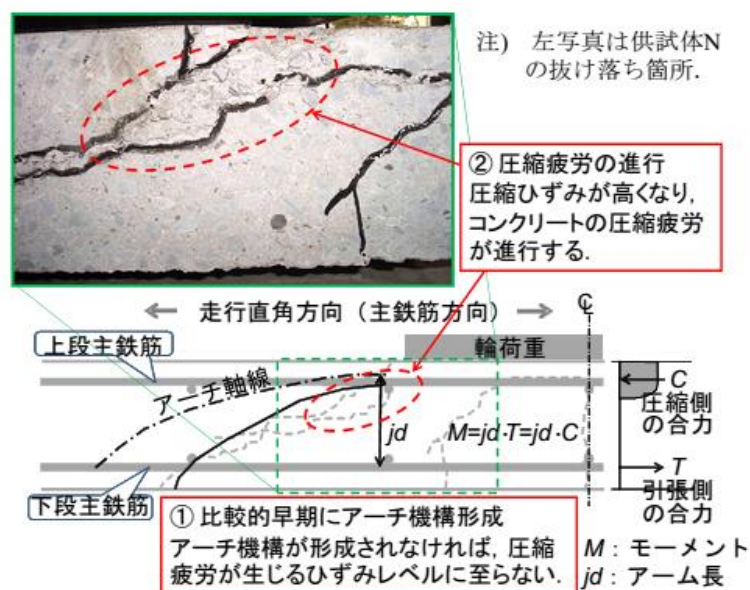
最終的には、再注入後 44.5 万回（累積走行回数 156 万 4936 回）で試験機のリミッターが作動し、試験を終了した。その時点でのたわみは 1.88mm であり、供試体上面には、破壊の前兆として、広範囲な砂利化現象がみられた。このように、鋼板の浮きが約 50% になった場合でも、エポキシ樹脂を再注入すると、その後、約 45 万回の輪荷重走行に耐えることが確認された。

2.6 輪荷重走行を受ける鋼板接着補強 RC 床版の疲労挙動¹⁵⁾¹⁶⁾

田中らは、鋼板接着補強 RC 床版に輪荷重走行を実施し、床版が破壊するまでの RC 床版の内力の変化から、鋼板接着補強 RC 床版の疲労挙動に関する検討を行った¹⁵⁾。また、長屋らは RC 床版に輪荷重走行試験を行い、疲労損傷過程における RC 床版の内力の変化を検討している。その結果、a)比較的に早期に床版コンクリート内部にせん断ひび割れ(橋軸直角方向の断面における斜めひび割れ)が発生して、下段の主鉄筋ひずみ分布が、走行回数の増加とともに、版としての分布から支間方向に均等なアーチのタイ状の分布に変化すること、すなわちアーチ機構に大きく依存する耐荷機構に移行すること、かつ走行範囲にわたって主鉄筋方向にアーチ機構が形成されること(図-2.13(a))、b)アーチ機構形成までの輪荷重走行の走行回数は、主鉄筋ひずみから算定されるみかけの中立軸が低下し始める回数と概ね一致すること、c)RC 床版内にアーチ機構が形成された後、圧縮部材を構成するコンクリートに圧縮疲労による弾性係数の低下が生じること(図-2.13(b))を報告している¹⁶⁾。



(a) 版からアーチ機構への移行



(b) アーチ機構とコンクリートの圧縮疲労

図-2.13 輪荷重走行試験における RC 床版供試体の
アーチ機構形成と圧縮域のコンクリートの疲労¹⁵⁾

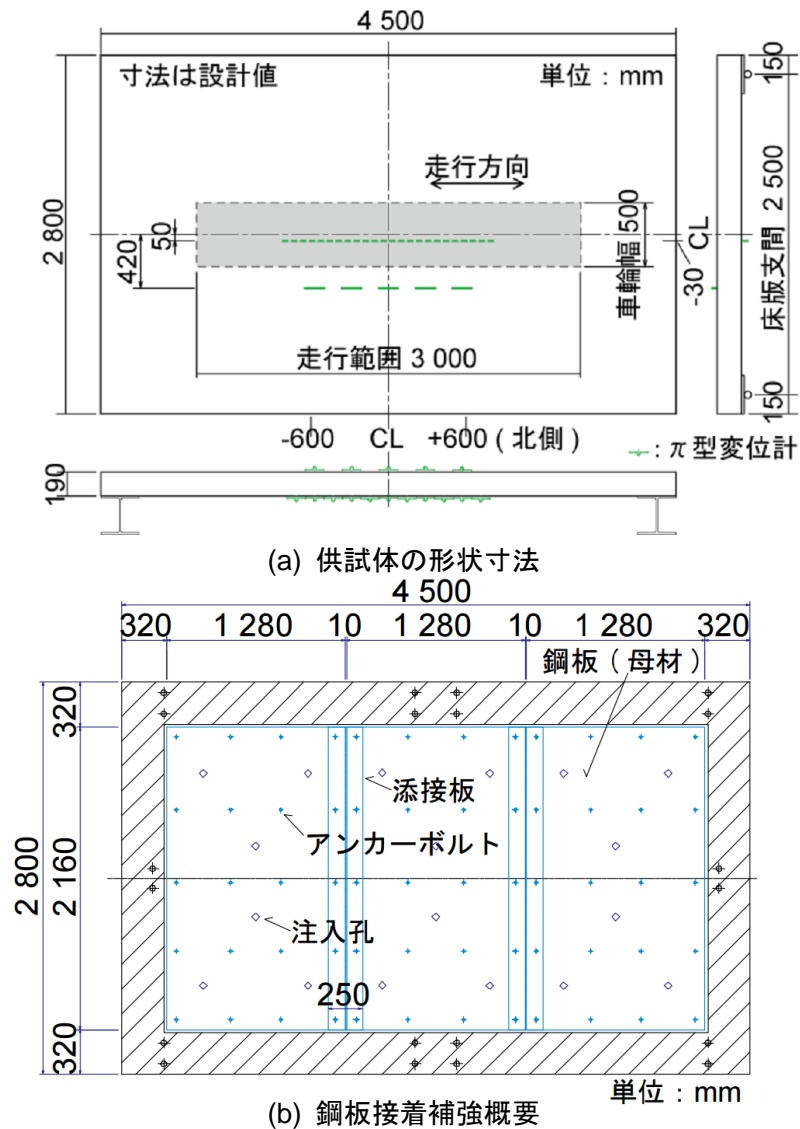


図-2.14 鋼板接着補強 RC 床版の概要¹⁵⁾

図-2.13 に鋼板接着補強 RC 床版の概要を示す。RC 床版の部分は既往の試験で用いた供試体¹⁶⁾と同じ仕様であり、昭和 39 年鋼道路橋示方書を適用した床版(39 床版)である。また、図-2.14(a)の網掛け部分に 200mm×500mm の鋼製載荷ブロックを並べたうえで輪荷重走行を行った。輪荷重は、補強前は走行荷重 147kN で 32 万回走行し、補強後は補強前と同様の走行(147kN で 32 万回走行)を実施したのち、走行荷重を 2 倍の 294kN とし、抜け落ち破壊まで走行した。

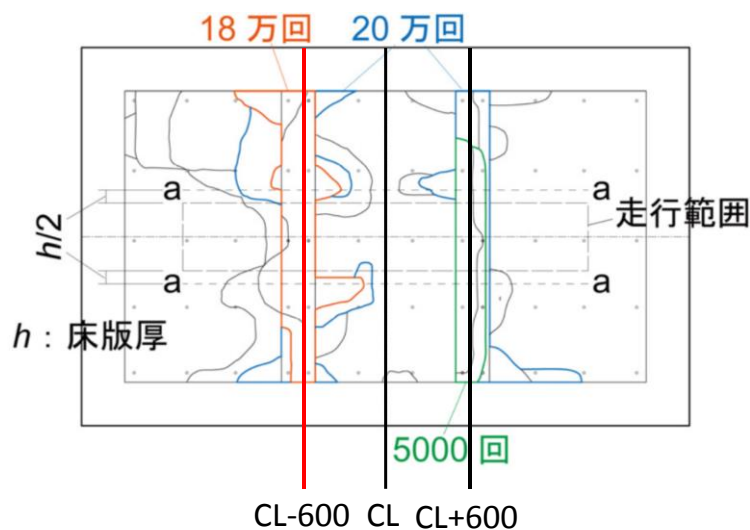
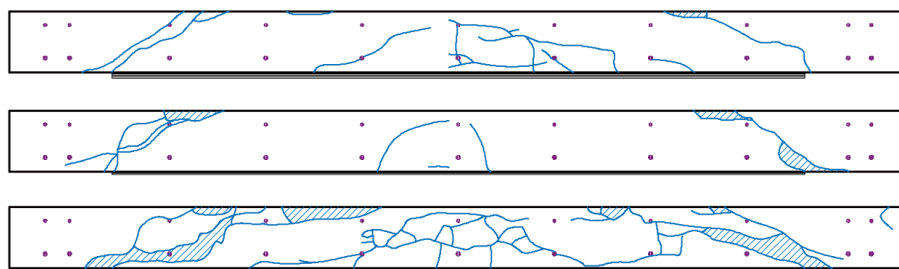


図-2.15 鋼板の剥離状況(294kN)¹⁵⁾

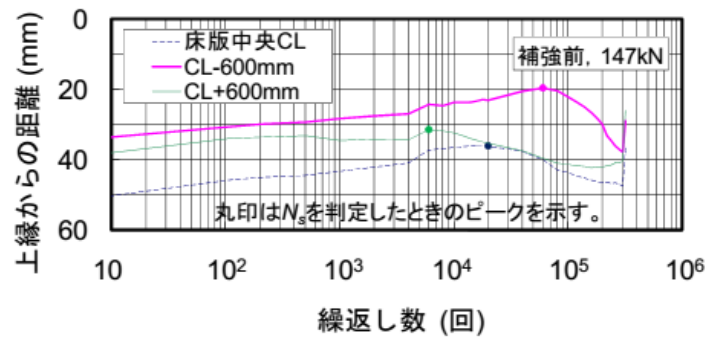


走行直角方向断面
(上から CL+600, CL, CL-600mm)

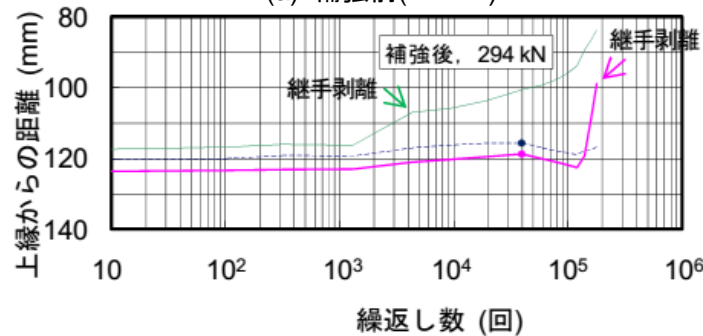
図-2.16 破壊後の切断面のひび割れ図¹⁵⁾

図-2.15 に走行荷重 294kN での鋼板の剥離状況を示す。図より、走行回数が増加すると添接板の付近で剥離の進展が確認される。これについて、筆者らは、载荷中の挙動からこの剥離は母材の鋼板との間で生じていると述べている。両方の添接板が広範囲に剥離した後、床版コンクリートに斜めひび割れが発生していたと考えられる辺り(図-2.15 中 a-a)に沿って剥離範囲の拡大(継手剥離)が確認された。

図-2.16 に破壊後の床版の切断面のひび割れ図を示す。抜け落ちに関与したと考えられるひび割れは鋼板端部から輪荷重走行位置に向かって広範囲に発生していた。図-2.16 中の網掛け部はコンクリートの圧縮疲労による劣化部分と考えられる箇所を示す。田中らは、劣化部分とした範囲では、ひび割れに囲まれた範囲でモルタルが劣化しており、この劣化部分の分布から、CL-600mm の断面付近を起点に抜け落ちが生じ、床版は押抜きせん断破壊を呈したと考察している。



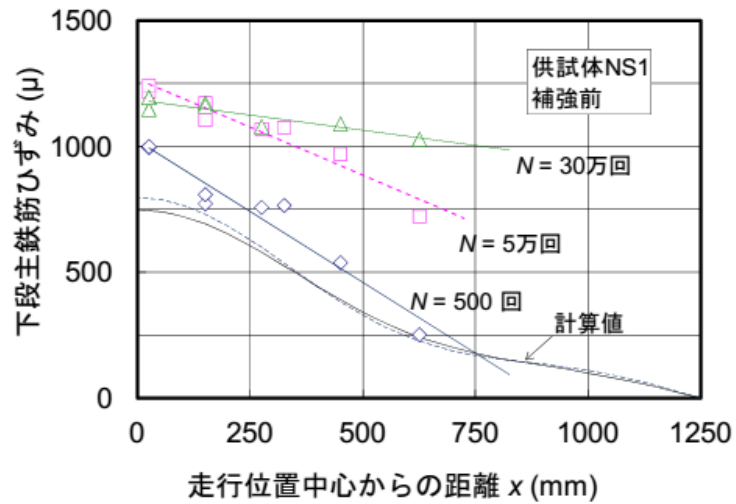
(a) 補強前(147kN)



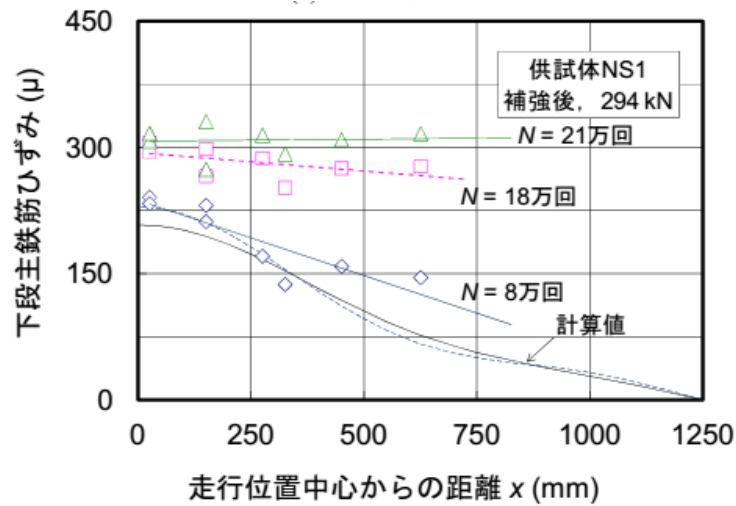
(b) 補強後(294kN)

図-2.17 中立軸の変化¹⁵⁾

図-2.17 に上下の主鉄筋ひずみから算出したみかけの中立軸の変化を示す。鋼板接着補強により中立軸は上縁からの距離は大きくなったが、継手剥離の進展により、中立軸は大きく上昇する傾向を示している。この傾向について、田中らは、鋼板剥離が生じることで、その付近の中立軸位置が補強前の値に近づく傾向を示すと考察している。また、補強前に最も中立軸が上縁の近づいた CL-600mm の断面が抜け落ちの起点となったとも考察している。



(a) 補強前(147kN)



(b) 補強後(294kN)

図-2.18 床版中央下段主鉄筋のひずみ分布¹⁵⁾

図-2.18 に床版中央下段主鉄筋のひずみ分布を示す。補強前では、走行回数の増加に伴い、軸方向に変化のないタイドアーチのタイ状の分布形状に変化する傾向が確認できる。補強後では、走行荷重 147kN の走行が終了した段階では、主鉄筋ひずみは版の曲げモーメント分布に概ね沿った分布形状から大きく変化しなかったが、走行荷重が 294kN に増加すると、補強前と同様にタイ状の分布に変化する傾向が確認された。また、継手剥離が生じた段階では、床版中央の下段主鉄筋ひずみは補強前のひずみと比較すると明らかに小さく、床版中央の中立軸の変化も軽微であった(図-2.17)。このことから、田中らは、継手剥離は床版中央付近の挙動に直ちに影響を及ぼすものではないと考察している。また、以上のことから、田中らは鋼板接着補強 RC 床版に走行疲労を与えていくと、床版は主鉄筋方向の補強効果を残したまま、アーチ機構に移行するものと考察している。

2.7 弾性波法と AE 法の概要

2.7.1 弾性波とは¹⁷⁾

図-2.19 に弾性波の種類を示す。弾性波とは、弾性体内を伝搬する波のことである。センサで検出される波には、実体波 (body waves) である P 波 (primary wave) と S 波 (secondary wave)、実体波以外の表面波、板波や反射波などの重ね合わせの波がある。

P 波(縦波)とは、波の進行方向と同じ方向に粒子が振動しながら伝わる波動のことで、疎密波または圧縮波とも呼ばれる。固体、液体、気体を伝搬することができ、弾性波の中で最も早く伝搬する。

S 波(横波)は、波の進行方向と垂直方向に粒子が移動しながら伝わる波動のことである。表面に平行に加えられたズレが、方向を変えながら繰り返されて伝搬する波であるので、せん断波とも呼ばれる。体積変化を伴わない波で、固体中のみを伝搬する。

表面波は、物体の表面層のみを伝搬する波である。Rayleigh 波の速度は横波よりも遅く、粒子は表面に対し上下に動く成分と、表面に対し平行に動く成分があり、上下動よりも水平動の速度の方が大きい。

板波は、波の進行方向に垂直な断面寸法が波長と同程度になると、側面で反射した波が相互に干渉し合い、被導波が形成される。板、棒、管などに伝搬する被導波は総称して板波と呼ばれる。

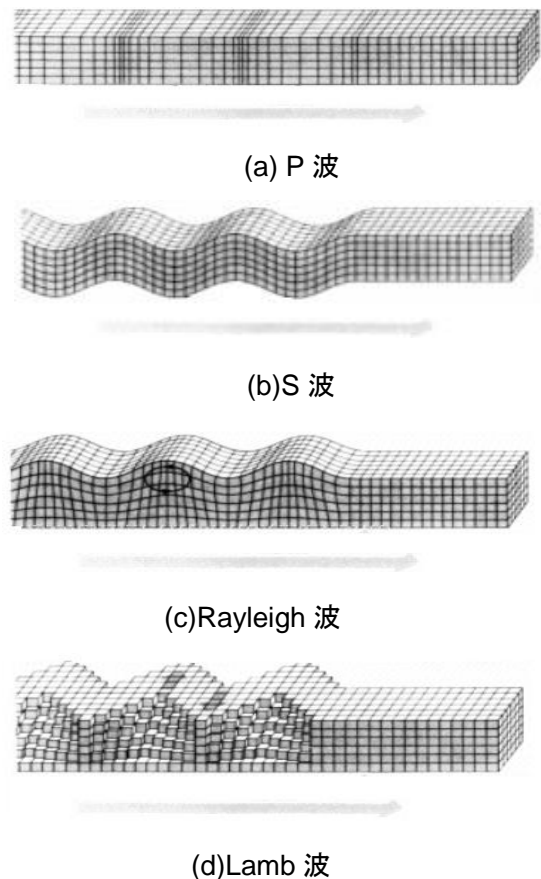


図-2.19 弾性波の種類¹⁸⁾

2.7.2 散乱と減衰

コンクリートを完全な弾性体とみなすと、いったん励起された弾性波はいつまでも存続するはずである。しかし実際のコンクリートは完全な弾性体ではないため、弾性波は様々なメカニズムによりエネルギーが損失し、時間とともに減衰していく。高周波の波は低周波の波に比べ、すばやく減衰する。

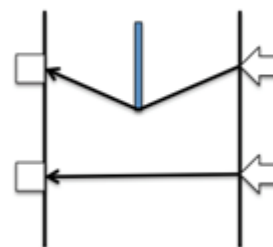
2.7.3 弾性波伝搬特性¹⁹⁾

弾性波を用いた非破壊検査では、弾性波の伝搬特性値が損傷部の通過後に変化することを利用し、損傷検出を行っている。以下に弾性波伝搬特性とそれを用いた損傷検出方法をまとめる。

(1)伝搬時間・弾性波速度

図-2.20(a)に、弾性波が損傷部を通過する際の、伝搬経路の変化を示す。構造物に損傷がある場合、弾性波は損傷部を迂回する必要があるため、伝搬経路が長くなる。

弾性波速度は、センサ間の直線距離を弾性波の到達時間の差で除したもので表されるため、伝搬時間が大きくなるのに比例し、弾性波速度は低くなることがわかる。



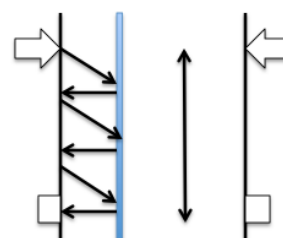
(a) 弾性波の経路

(2)周波数

図-2.20(b)に、弾性波が損傷部を通過する際の、周波数の変化を示す。周波数は主に部材の共振周波数に着目した、部材厚の計測に利用される。

共振周波数は部材の厚みおよびセンサ特性に依存するので、表面から損傷部までのコンクリートを板厚とみなすことで、損傷検出が可能である。

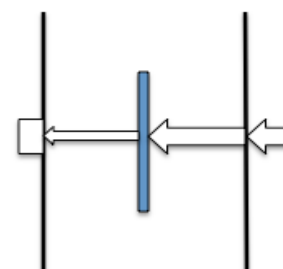
実験では、共振周波数を求めるために検出信号に高速フーリエ変換(FFT)を適用し、卓越周波数を求めることで卓越周波数と弾性波速度の関係($f=v/\lambda$)より損傷検出が行われる。



(b) 弾性波の反射

(3)最大振幅値

図-2.20(c)に、弾性波が損傷部を通過する際の、振幅の減衰を示す。コンクリート中では、弾性波の伝搬過程において、伝搬経路内のひび割れや空隙により乱反射を生じるため、振幅は大きく減衰する。この減衰に着目し、損傷の有無や大きさが評価可能である。



(c) 振幅の減衰

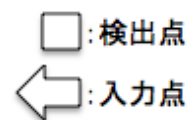


図-2.20 弾性波の伝搬特性¹⁹⁾

2.7.4 AE とは²⁰⁾

アコースティック・エミッション (AE) とは、「固体材料内部の微小な破壊、あるいはそれと同様なエネルギー開放過程によって発生される弾性波動現象」と定義されている。図-2.21 に AE センサを用いた AE 計測の概念図を示す。クラックの生成等により発生した弾性波は物体内部を伝わり、物体表面にまで伝播する。この弾性波を物体表面に取り付けた AE センサにより検出し解析を行う手法を AE 法と呼ぶ。

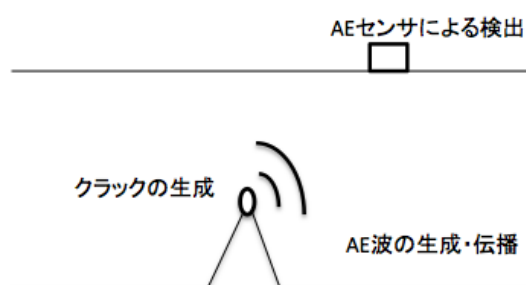


図-2.21 AE 波の発生、伝播、検出の様子²⁰⁾

2.7.5 AE 計測の原理

AE 法の計測原理は、図-2.22 に示すような計測装置で検出される。AE 現象により発生した弾性波が物質内を伝搬し、AE センサにより検出される。AE センサにより、受信した弾性波は電気信号に変換され、前置増幅器・主増幅器によって信号増幅された後、帯域通過型フィルタで雑音が除去され検出される。

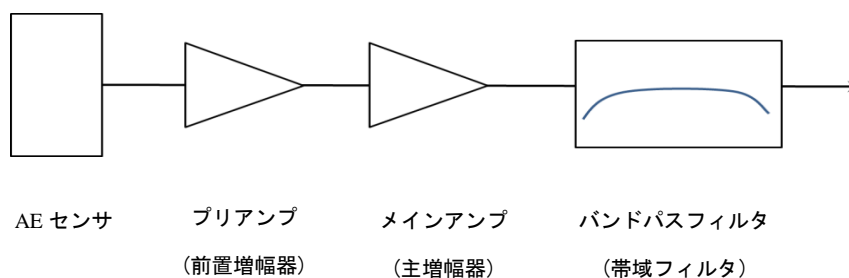


図-2.22 基本的な AE 計測装置²⁰⁾

2.7.6 AE センサ

AE センサには、ある特定の周波数で高感度となる共振型と、広い周波数範囲で一定の感度を有する広帯域型とがある。共振型は検出素子の機械的共振を利用して特定の周波数に高感度を得るが、広帯域型は AE センサの検出素子の上にダンパー材を貼りつけて、圧電素子の共振を押さえこみ、広い帯域で一定の感度を得る。しかし、広帯域である代わりに共振を押さえこんでいるため感度は共振型と比較して低くなってしまうことに注意しなければならない。

2.7.7 AE 発生源の位置標定

図-2.23 に AE 波が弾性波として AE センサまで到達する過程を示す。AE センサに最初に到達するのは縦波であり、その後に横波、表面波の順に到達する。

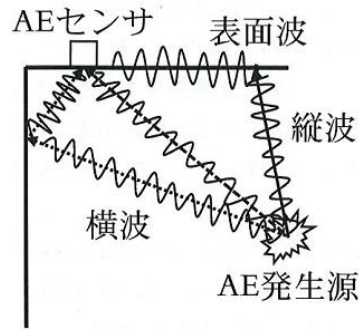


図-2.23 AE 信号の伝搬過程 ²⁰⁾

AE 発生源の位置標定は、各 AE センサが AE 信号を検出した時間差を利用して行う。縦波の速度を V_p として AE センサ T_0 の位置を原点とする三次元座標系を図-2.24 に示す。図中の S は AE 発生源であり、AE センサ T_1, T_2, \dots, T_N での縦波の到達時間をとセンサ T_0 への到達時間 t_0 との時間差を t_1, t_2, \dots, t_n とする。座標原点センサ T_0 とセンサ T_i の距離を R_i とすると、以下の関係式が得られる。

$$R_i - R_0 = V_p t_i \quad (i = 1, \dots, N)$$

$$R_i = \sqrt{(x - a_i)^2 + (y - b_i)^2 + (z - c_i)^2}$$

$$R_0 = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

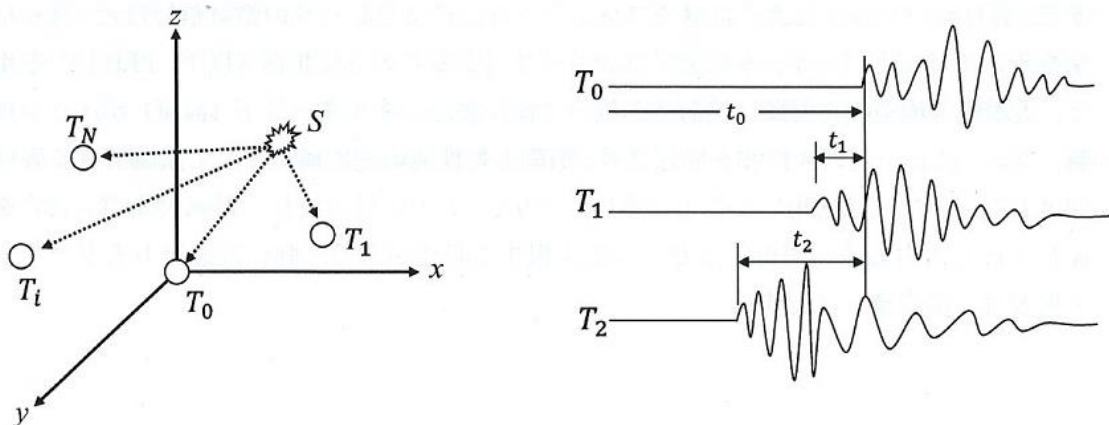


図-2.24 AE センサの配置と記録波形 ²⁰⁾

しかし、この式は非線形方程式であり、この式を平行し i 番目と j 番目の式を取ること
で以下のような線形連立方程式が導かれる。

$$A_{ij} + B_{ij} + C_{ij} + D_{ij}v_p^2 = E_{ij}$$

$$A_{ij} = 2(a_it_j - a_jt_i)$$

$$B_{ij} = 2(b_it_j - b_jt_i)$$

$$C_{ij} = 2(c_it_j - c_jt_i)$$

$$D_{ij} = 2(e_it_j - e_jt_i)$$

$$E_{ij} = t_j(a_i^2 + b_i^2 + c_i^2) - t_i(a_j^2 + b_j^2 + c_j^2)$$

$$\text{ここで、} i, j = (1, \dots, N)$$

ここで $t_i \neq 0, t_j \neq 0$ のとき、一次独立な式は $N-1$ 個存在する。座標頂点 T_0 センサを含め、センサの数は $N+1$ 個存在する。したがって、3次元破壊源探知を行うには $N-1=3$ であるべきため、 $N+1=5$ 個のセンサが最低必要となる。

2.8 AE 法による実橋梁 RC 床版の損傷についての検討 ²¹⁾

AE 法はその有用性は既に確認されているが、実験床版における解析結果と実際の損傷状況との関係は明らかになっていない。

塩谷らは、実橋梁 RC 床版において、交通荷重により生じた 2 次 AE を計測し、計測時にアクティブな損傷領域を推定した後、同床版を切り出して AE トモグラフィを実施し、速度分布により損傷領域の評価を行った。また、同床版からコア試料を採取し、解析結果との整合性を検証した。

実験対象として、2 箇所の実橋梁 RC 床版(床版 A、床版 B)を選び、それぞれで AE 計測を実施した。図-2.25 に AE 源位置標定結果を示す。図中の四角の表示部分は、床版を切り出して AE トモグラフィおよびコア採取を行った領域であり、数字は AE センサのセンサ番号を表している。目視による調査では、床版 A は漏水跡のある大きなひび割れが確認されており、床版 B には大きなひび割れは確認されていない。図より、ひび割れの多い床版 A より、ひび割れの少ない床版 B の方で振幅の大きな AE が卓越する傾向にあることがわかった。床版 B においては、センサ番号 7、8 付近において AE の振幅が周囲の AE に比べ小さくなっていることがわかる。

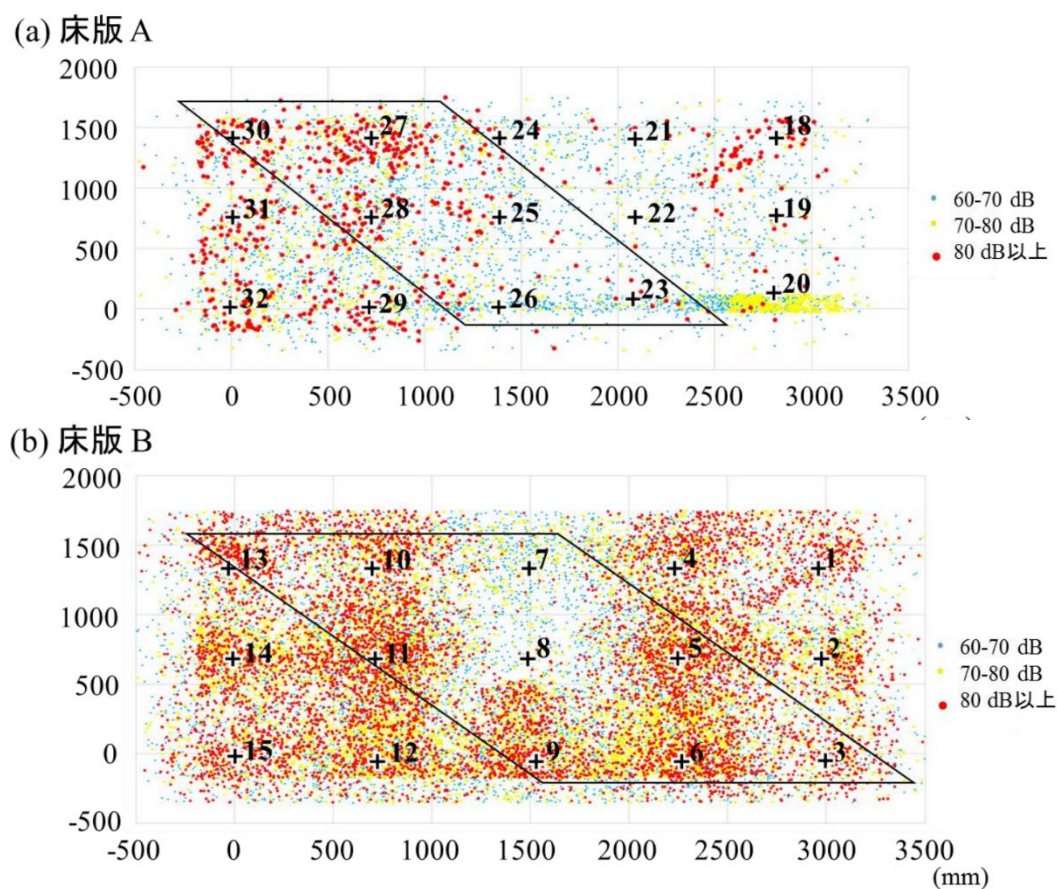


図-2.25 AE 源位置標定結果 ²¹⁾

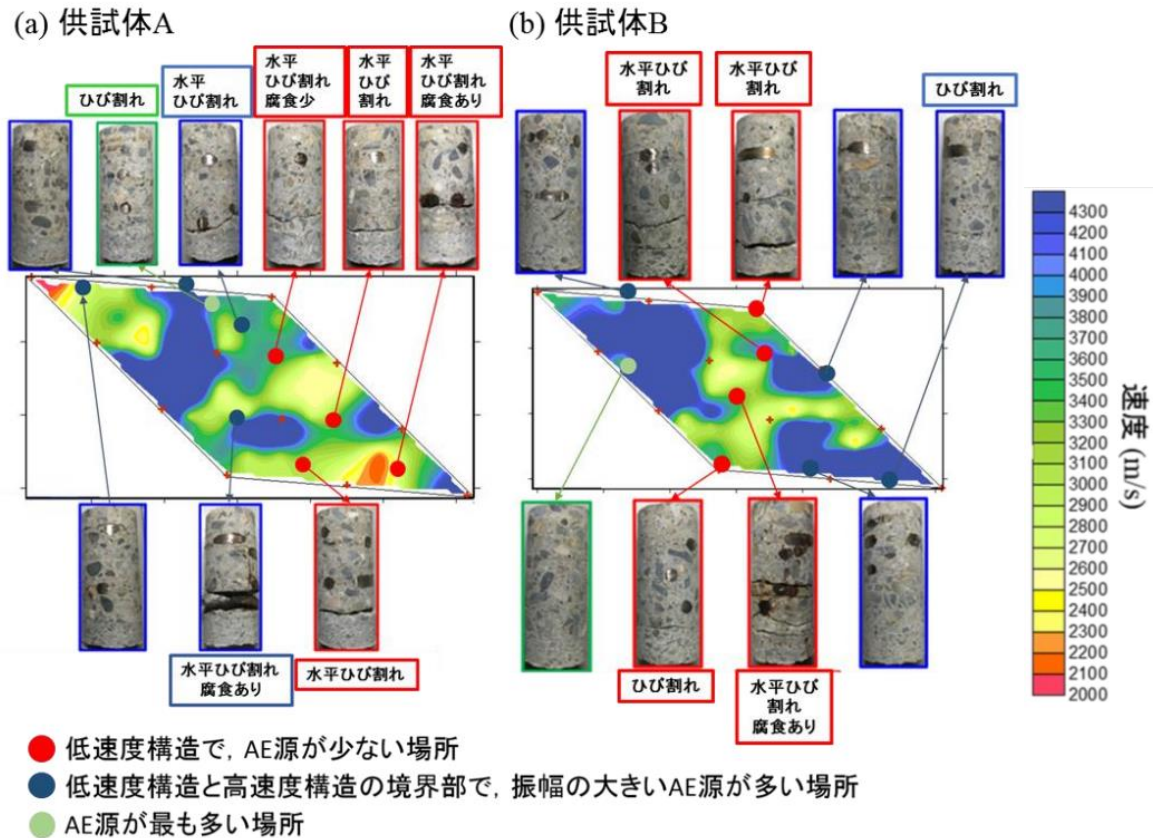


図-2.26 AE トモグラフィ結果とコア試料の様子²¹⁾

図-2.26 に AE トモグラフィ結果とコア試料の様子を示す。AE トモグラフィでは、AE 波の入力として、センサ設置対面(床版上面側)において、 $\phi 11.0\text{mm}$ のハンマによる打撃を、位置の偏りを生じないようにランダムで行った。図-2.25 と比較すると、振幅の大きい AE 源が発生していない位置と低速度領域が良く対応している。また、この領域から採取されたコア試料には、水平ひび割れが存在していることから、筆者らは、大規模な水平損傷が生じている進行している位置では、交通荷重による AE が生じにくいと報告している。また、振幅の大きい AE 源が多数発生している位置のコア試料において、ひび割れや腐食が生じているものと、損傷が少ないあるいは損傷が確認できないものが混在している。この結果について、筆者らは、大規模損傷と健全部の境界領域では、交通荷重による疲労損傷が、計測時点でも損傷が進展している、もしくは損傷が生じてから間もないものと考えられ、内部に微細なひび割れが既に生じている可能性が高いと報告している。以上のことから、振幅の大きい AE 源が存在しない領域には大きな不連続部が存在している可能性があると考えられる。

まとめ

本章では、RC 床版・鋼板接着補強 RC 床版の既往の研究および AE 法と弾性波法の概要について取りまとめた。

以下に得られた知見を示す。

- (1) 我が国では、昭和 30 年代～昭和 40 年代後半にかけて建設された RC 床版にひび割れ損傷事例が見られたことから、RC 床版の疲労損傷機構の解明に関する研究が開始され、研究の進展に合わせる形で設計基準も見直されてきた。
- (2) RC 床版の疲労損傷機構は、1)乾燥収縮または載荷による主筋に沿った一方向のひび割れが数本確認できる潜伏期、2)曲げひび割れが発生し、下面には二方向のひび割れが確認できる進展期、3)ひび割れの毛細化が進み、ひび割れの開閉やひび割れ面のこすり合わせが始まる加速期、4)床版断面にひび割れが貫通し、床版の連続性が失われ、最終的にはコンクリート塊の抜落ちが生じる劣化期に分類される。
- (3) 輪荷重走行試験を行った RC 床版では、載荷荷重の固定、漸増に関わらず、初期よりひび割れが発生する。その後、全体に進展して最終的には床版コンクリートの一部が台形（四角錐）状に踏み抜かれるように破壊する押抜きせん断破壊の状態を呈し、破壊に至る。また、内部の鉄筋は最終段階まで破断することはほとんどなく、この 2 つの特徴は、実際の床版で抜け落ちを生じた床版の多くに共通する特徴と同じである。
- (4) ひび割れ損傷を受けた RC 床版に鋼板接着工法を適用すると、補強後のたわみは、補強前と比較し大幅に回復し、疲労耐久性も向上する。走行回数を増加させると鋼板の剥離が進行し、最終的には床版上面コンクリートの砂利化を伴う、押抜きせん断破壊に至る。また、鋼板剥離部に樹脂の再注入を実施すると、たわみは再注入前とほぼ同等の値に回復し、その後も輪荷重走行に耐えうることから、鋼板剥離部に対する樹脂再注入は疲労耐久性の向上に一定の効果がある。
- (5) RC 床版は比較的早期に床版コンクリート内部にせん断ひび割れが発生し、版としての耐荷挙動からアーチ機構による耐荷挙動へと移行する。鋼板接着補強により、床版は再び版としての耐荷挙動を示すが、走行疲労が蓄積すると再びアーチ機構に移行する。
- (6) 実橋梁 RC 床版において、AE 源位置標定の結果から、振幅の大きい AE 源の数が少ない領域のコンクリートでは大規模な水平ひび割れが存在する傾向が示された。また、振幅の大きい AE 源が多数存在する領域においては、水平ひび割れや腐食が生じているものの、あるいは損傷が少ないものが混在しており、大規模損傷と健全部の境界領域では、

AE 計測の時点でも損傷が進展している、もしくは損傷が生じて間もないものと考えられ、内部に微細なひび割れが既に生じている可能性が高い。

参考文献

- 1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，第 472 号，pp.5-6，2008.8
- 2) 河西龍彦，小林朗：RC 床版の設計法の変遷と今後の課題，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.1-4，1998.
- 3) 松井繁之：床版研究の変遷と輪荷重走行試験機の役割，第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.1-5，2006.
- 4) 土木学会：2013 年度制定コンクリート標準示方書【維持管理編】，pp.232-247，2013.10
- 5) 国土交通省道路局 国道・防災課：橋梁定期点検要領（案），2014.6
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土技術政策総合研究所資料，第 472 号，pp.1-63
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土技術政策総合研究所資料，第 28 号，pp.1-70
- 8) 鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会：鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部，1977.
- 9) 土木学会鋼構造委員会：道路橋床版の新技术と性能照査型設計，第 4 章 補修・補強工法，pp.62-63，2000.
- 10) 園田恵一郎，沖野真，林秀侃，喜田浩：道路橋 RC 床版に対する鋼板接着補強工法の信頼性に関する研究，土木学会論文集，第 398 号，pp.245-254，1988.10.
- 11) 安東祐樹，浦田美生，山本健太，松田浩：鋼板の接着幅が端部での離れ減少に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1603-1608，2008.
- 12) 宮入裕夫ほか：先端接着接合技術，NGT，2000.10.
- 13) 堀川都志雄，加藤暢彦，古川紀，山口良弘，園田桂一郎：鋼板接着工法で補強されたひび割れ損傷 RC 床版の耐久性について，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1083-1094
- 14) 佐野正，山下幸夫，松井繁之，堀川都志雄，久利良夫，新名勉：浮きを有する鋼板接着補強 RC 床版の疲労耐久性および樹脂再注入の評価，土木学会論文集 A1，Vol.67，No.1，27-38，2011
- 15) 田中良樹，村越潤：繰り返し移動荷重を受ける鋼板接着補強された鉄筋コンクリート床版の挙動，土木学会構造工学論文集，Vol.59A，pp.1124-1137，2013.3.
- 16) 長屋優子，村越潤，田中良樹：繰り返し移動荷重を受ける鉄筋コンクリート床版のひび割れ挙動に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，2008.
- 17) (社) 日本非破壊検査協会：新コンクリートの非破壊試験，pp.61-84
- 18) (社) 日本非破壊検査協会：非破壊検査技術シリーズ アコースティック・エミッション試験 I，p.9，2006.
- 19) 土木学会：弾性波法の非破壊検査研究小委員会報告書および第 2 回弾性波法によるコンクリートの非破壊検査に関するシンポジウム講義要集，第一部，第二章
- 20) 大津政康：アコースティック・エミッションの特性と理論 第二版，森林出版，2005.
- 21) 塩谷智基，麻植久史，西田孝弘，宮田弘和：AE 法および AE トモグラフィにより推定

された実橋梁 RC 床版の損傷検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.1, 2016.

第三章 鋼板接着補強 RC 床版の輪荷重走行試験

本研究では、実橋における鋼板接着補強 RC 床版の疲労による損傷状況を再現するため、RC 床版に対して、床版下面のひび割れ密度が 16m/m^2 に至るまで輪荷重走行試験を実施した後、鋼板接着補強工法を施した。鋼板接着補強後は鋼板の剥離面積が 45%に達するまで走行した後に、鋼板の剥離部に樹脂の再注入を行った。本章では実験に用いた RC 床版供試体、鋼板接着補強 RC 床版、実験装置、実験全体のフロー、走行回数と床版の疲労挙動および破壊後の床版状況についてまとめた。

3.1 供試体概要

3.1.1 RC 床版供試体

図-3.1 に鋼板接着補強前の供試体寸法および配筋図を示す。供試体は昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に準じて作製した。床版下面の主鉄筋には D16 を 150mm 間隔、上面には D16 を 300mm 間隔で配置した。また、配力筋として D13 および D10 を下面と上面にそれぞれ 300mm 間隔で配置した。鉄筋かぶり深さは上面、下面は 30mm、側面は 50mm である。鉄筋には SD295A を使用した。また、コンクリートの圧縮強度は 23.9N/mm²、弾性係数は 29.8kN/mm²(28 日封緘養生)である。

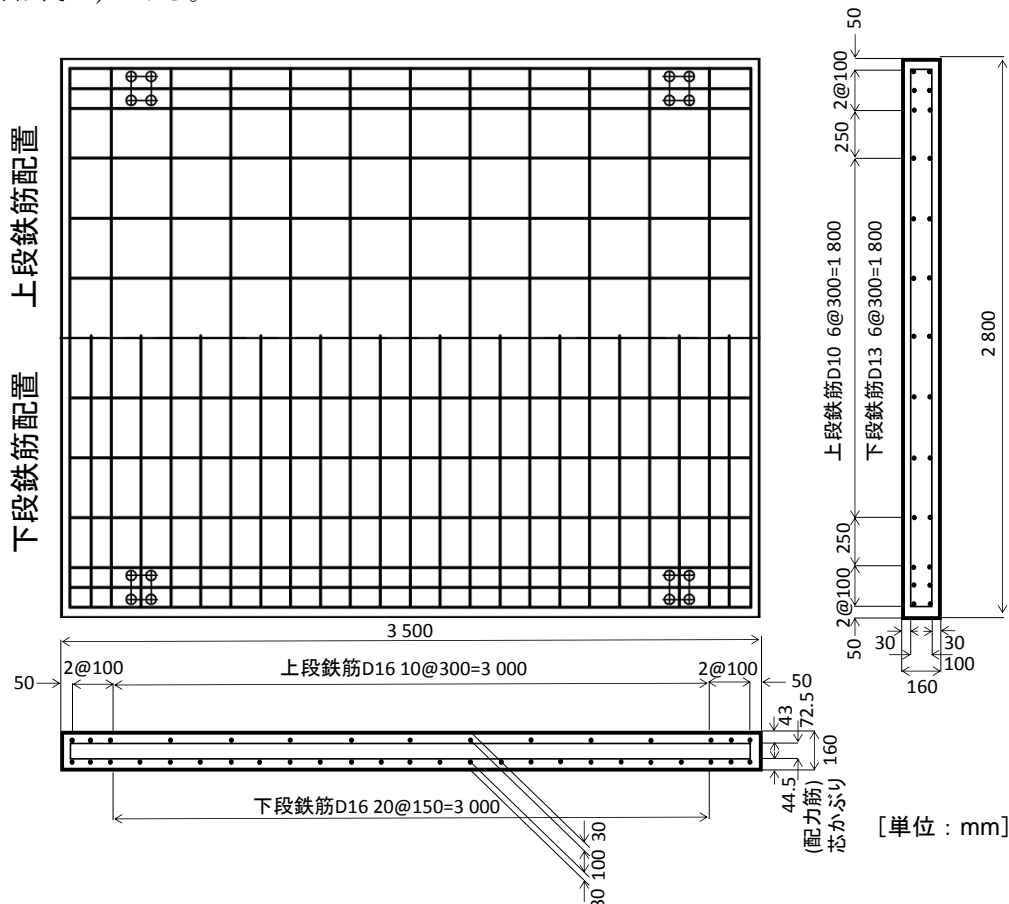


図-3.1 RC 床版供試体

3.1.2 鋼板接着補強 RC 床版供試体

図-3.2 に鋼板接着補強の詳細を示す。鋼板接着補強は、事前走行を 120 回実施した後にを行った。走行接着した鋼板は 1150×2000mm を 2 枚、1200×2000mm を 1 枚とし、鋼板同士の境目に 400×2000mm の鋼板を添接板として用いた。鋼板の板厚は 4.5mm、鋼種は SS400 である。床版下面の埃や油分を除去するために下面を事前に磨き、アンカーボルトで鋼板を RC 床版に接合した後に、エポキシ樹脂を床版とコンクリートの間に注入し接着した。

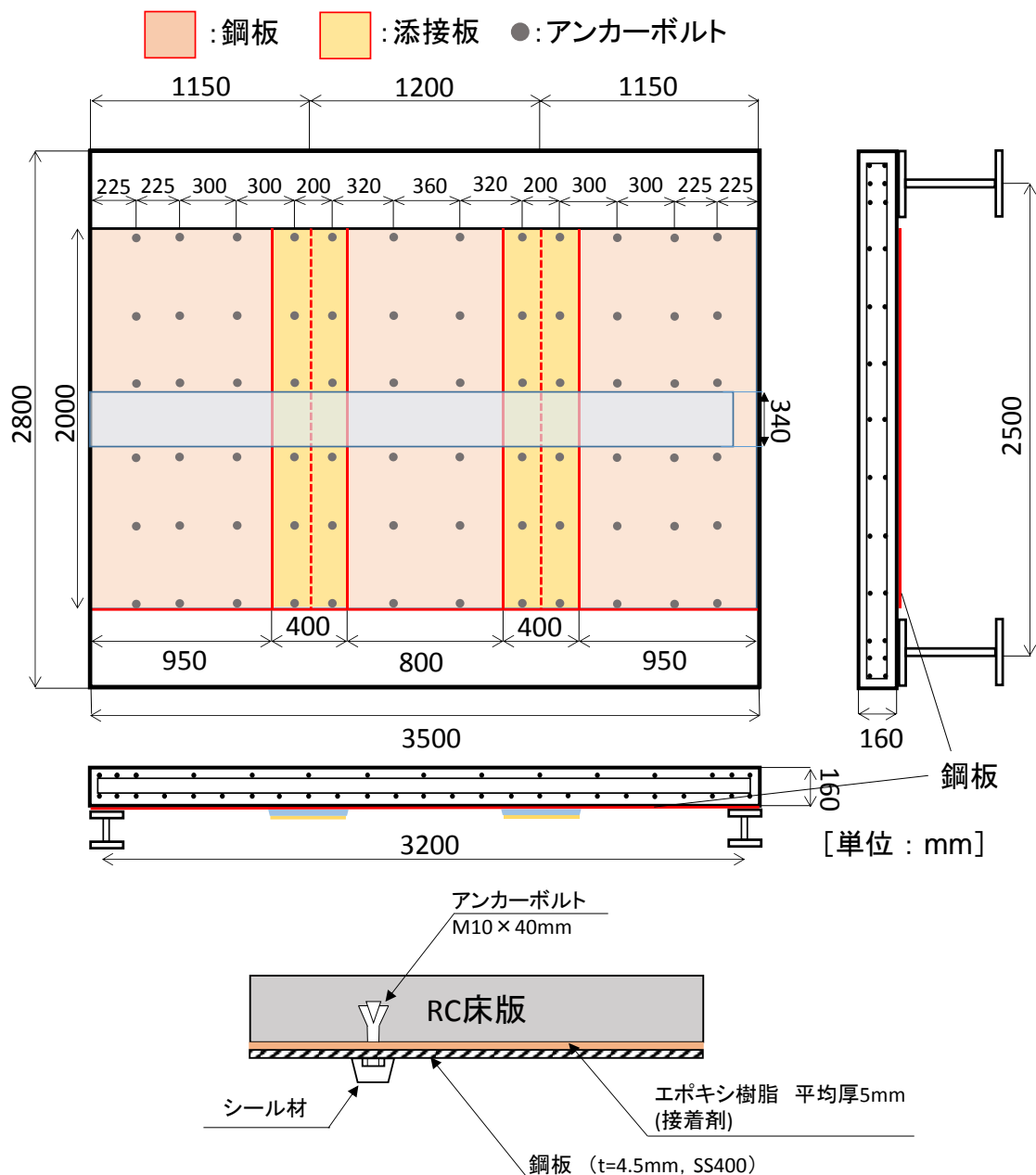


図-3.2 鋼板接着補強の詳細

3.2 実験装置概要

輪荷重走行試験および静的載荷試験には写真-3.1 に示す自走式走行載荷試験機を用いた。表-3.1 に試験装置の概要を示す。

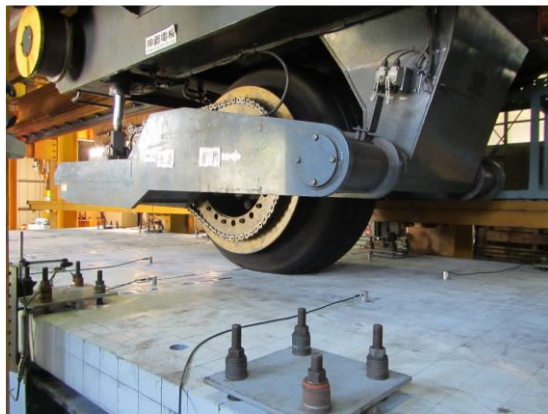


写真-3.1 自走式載荷装置

表-3.1 自走式載荷装置概要

使用タイヤ	ジャンボジェット用タイヤ (空気圧 190/cm ³)
載荷面	350×430mm
最大荷重	250kN
最高速度	5km/h

3.3 実験概要

鋼板接着補強前に実施した実験は、1)床版支間中央にてタイヤを往復走行させる輪荷重走行試験および輪荷重走行試験下における AE 信号の計測、2)所定の走行終了後、目視によるひび割れ調査とテストハンマを用いたたたき検査による鋼板の剥離調査および衝撃弾性波法による弾性波の計測、3)床版中央に試験機を移動し、輪荷重走行試験を行った荷重まで段階的に荷重を上げ、床版たわみ、鉄筋ひずみ、鋼板ひずみの計測および AE 信号の計測を行う静的載荷試験の 3 ステップで構成されている。実験フローを図-3.3 に示す。

図-3.4 に輪荷重走行試験の走行プログラムについて示す。実験の走行荷重は、過去の軸重の観測結果の最大値に相当する 160kN を基本荷重とし、補強後 30 万回走行から 45.2 万回走行のみ 180kN とした。

本実験では、目標ひび割れ密度を 16m/m² とし、鋼板接着補強前に荷重 160kN、走行回数 120 回の事前走行による損傷疲労を与えた。その後、床版に鋼板接着補強を施し、鋼板の剥離面積が全体の 45%に達した 45 万 2000 回まで走行を行った後、鋼板の剥離部に樹脂の再注入を実施した。

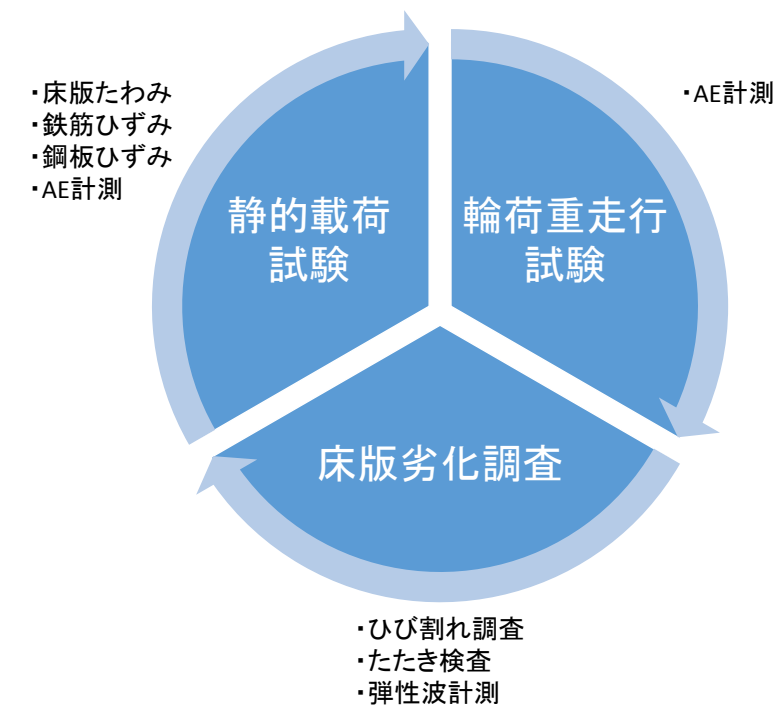


図-3.3 実験フロー

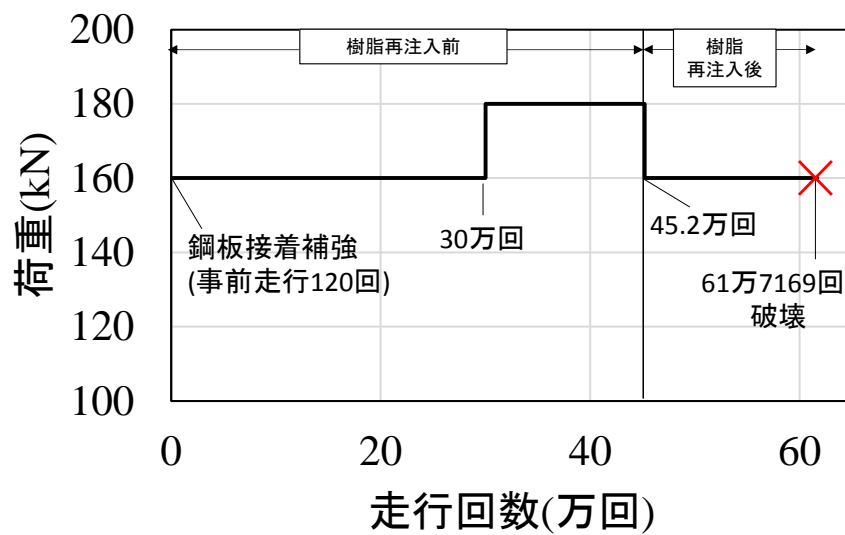


図-3.4 走行プログラム

3.4 実験結果

本実験床版は累計走行回数 61 万 7169 回で、押抜きせん断破壊を呈した。走行回数の内訳は、補強前に 120 回、補強後に 45.2 万回、樹脂再注入後に 16 万 5049 回である。

3.4.1 走行回数

鋼板接着補強および樹脂再注入の効果を検証するため、土木研究所で実施された無補強 RC 床版の輪荷重走行試験の結果¹⁾と比較を行った。土木研究所の供試体は本実験と同じく、昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に準じて設計された RC 床版(39 床版)である。

比較にあたり、実験に用いた供試体は荷重を 160kN および 180kN で載荷しているため、これらの荷重を基準値である 100kN に換算して評価する必要がある。100kN への換算方法として、マイナー則²⁾を適用して、式(3.1)にて実施した。なお、これまで S-N 曲線図に関する多くの研究が行われてきたが、本研究では、S-N 曲線図の傾きの絶対値の逆数である m には、松井式 ($m=12.76$)³⁾を用いた。

$$N_{ep} = \sum \left(\frac{P_i}{P_0} \right)^m \times n_i \quad (3.1)$$

ここで、

N_{ep} : 基準荷重の換算走行回数

P_i : 任意の載荷荷重

P_0 : 基準となる荷重 (100kN)

m : S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数 ($m=12.76$)

n_i : 任意の荷重での走行回数

表-3.2 に、本実験の鋼板接着補強 RC 床版について走行荷重 100kN に換算した走行回数を示す。本実験床版は、100kN 換算すると走行回数 4 億 6206 万 622 回で破壊した。また、本実験床版と土木研究所の無補強実験床版の走行回数の比較を表-3.3 に示す。表中の比は、100kN 換算した無補強 39 床版と本実験床版の走行回数の比率を表す。本実験の鋼板接着補強 RC 床版は、無補強 39 床版と比較すると、5.8~174.2 倍(平均 45.2 倍)の輪荷重走行に耐えた結果となった。このことから、鋼板接着補強工法による RC 床版の補強効果により、大きな疲労耐久性の向上が確認された。

また、本実験床版について、鋼板接着補強後の樹脂再注入前後の走行回数を比較すると、再注入後は再注入前の走行回数の約 1/6 に耐えた結果となった。また、昨年度、本大学では本実験供試体と同一設計の床版に対して輪荷重走行試験を実施しており、その試験結果と本実験結果の比較を表-3.4 に示す。なお、今年度および昨年度の鋼板接着補強を実施する基準となった床版下面のひび割れ密度は 16m/m^2 と同様であり、樹脂再注入については、今年度は鋼板の剥離面積が 47.15%に到達した段階で、昨年度は鋼板の剥離面積が 33.43%に到達した段階で実施している。

表-3.2 鋼板接着補強 RC 床版の 100kN 換算時の輪荷重走行回数

	載荷荷重(kN)	走行回数(回)	100kN換算走行回数(回)	累計走行回数(回)	100kN換算累計走行回数(回)
補強前	160	120	48,278	120	48,278
補強後	160	300,000	120,695,821	300,120	120,744,099
	180	152,000	274,865,830	452,120	395,609,929
再注入後	160	165,049	66,450,694	617,169	462,060,622

表-3.3 無補強 RC 床版と鋼板接着補強 RC 床版の比較

	試験荷重 (kN)	破壊時走行回数 (回)	100kN換算	比(本実験供試体 /無補強)
鋼板接着補強 RC床版	160および180	617,289	462,060,622	1.0
RC39-1	157	27,392	8,655,722	53.4
RC39-2	176	59,078	80,198,718	5.8
RC39-3	105	1,423,112	2,652,250	174.2
RC39-4	196	881	4,722,407	97.8
RC39-5	167	45,034	31,289,793	14.8
RC39-6	147	130,828	17,851,302	25.9
RC39-7	152	272,329	56,940,080	8.1
RC39-8	118	2,750,073	22,727,865	20.3
RC39-9	157	224,764	71,024,195	6.5

表-3.4 今年度と昨年度の輪荷重走行回数の比較

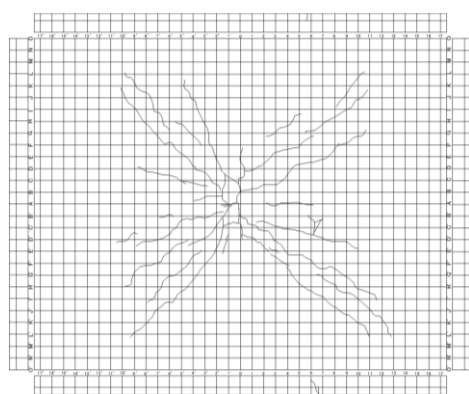
	100kN換算走行回数(回)		比(今年度 /昨年度)	累計走行回数(回)		比(今年度 /昨年度)
	今年度	昨年度		今年度	昨年度	
補強前	48,278	804,639	0.06	48,278	804,639	0.06
補強後	395,561,651	477,233,809	0.83	395,609,929	478,038,448	0.83
再注入後	66,450,694	69,796,784	0.95	462,060,622	547,835,232	0.84

段階別の走行回数に着目すると、補強前の段階では、今年度の走行回数は昨年度と比較すると 1 割にも満たないことがわかる。このことから、本実験の RC 床版供試体は昨年度の供試体と比較して疲労耐久性が低いと考えられる。補強後の段階では、今年度は昨年度の走行回数の約 8 割程度の走行回数となっている。補強前の走行回数が昨年度の 1 割未満であることを考慮すると、鋼板接着補強には、RC 床版の脆弱性に大きな影響を受けず、一定の補強効果があると考えられる。再注入後では、今年度の走行回数は昨年度と比較すると 5%ほど少ない結果となった。また、樹脂再注入を実施した段階での鋼板の剥離面積は、今年度が 47.15%、昨年度が 33.43%であり、今年度の剥離面積が昨年度の約 1.5 倍であることから、走行回数の比よりも剥離面積の差は大きい。このことから、樹脂再注入後の鋼板接着補強 RC 床版の疲労耐久性について、樹脂再注入前の鋼板の剥離面積と密接な関係はないと考えられる。

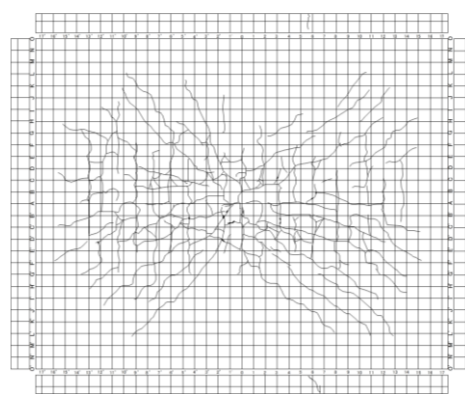
3.4.2 床版のひび割れ性状

(1) 床版下面:未補強時

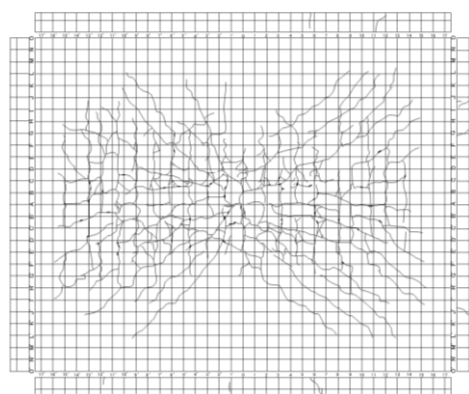
図-3.5 に、未補強時における各走行回数終了時の床版下面のひび割れ状況を示す。1 回走行終了時では、ひび割れは床版中央から放射状に進行している。50 回走行終了時では、ひび割れは格子状に進行している。50 回走行以降はひび割れの細網化およびスリット化が進行し、120 回走行終了時にはひび割れ密度が 15.2m/m^2 となった。目標としたひび割れ密度は 16m/m^2 であったが、50 回走行以降の床版たわみの増加が著しいため、床版が破壊する可能性を考慮し、走行回数 120 回で事前走行は終了した。



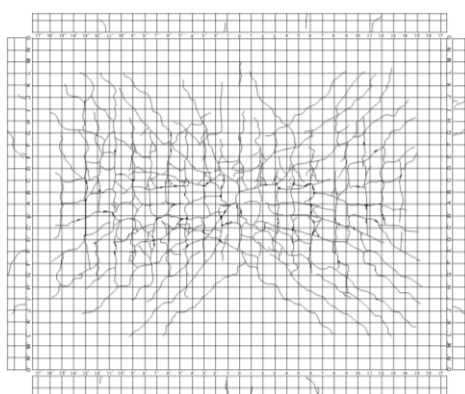
(a)1 回走行終了時



(b)50 回走行終了時



(c)100 回走行終了時

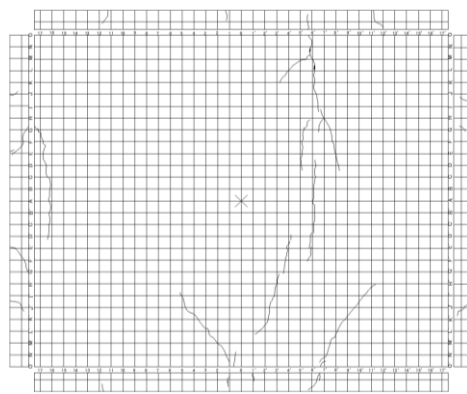


(c)120 回走行終了時

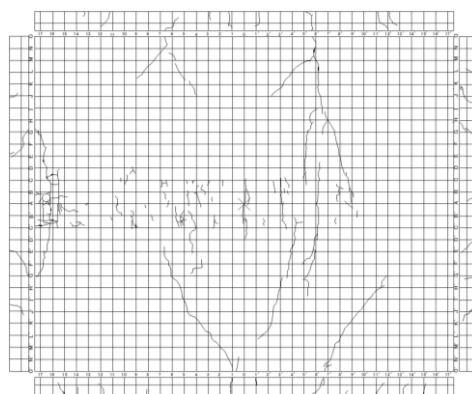
図-3.5 床版上面のひび割れ状況

(2) 床版上面

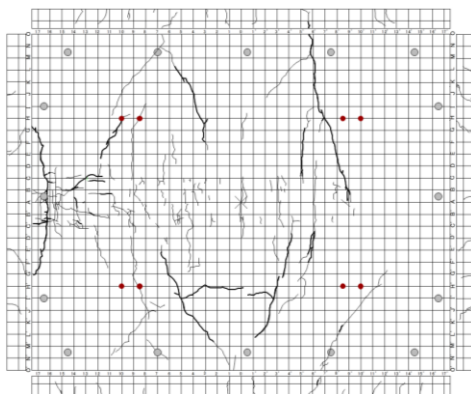
図-3.6 に床版上面のひび割れ状況を示す。また、図-3.6(d)にて、四角の表示範囲は押抜きせん断破壊時の破壊位置の上面部を示している。事前走行終了時では、橋軸直角方向のひび割れが床版の右側に発生している。鋼板接着補強後、荷重 160kN で走行した 30 万回走行後では、走行位置上に長さの短いひび割れが多数発生している。その後、荷重が 180kN に増加した後、45.2 万回走行終了時では、事前走行終了時までに発生した橋軸直角方向のひび割れの進行およびひび割れ幅の拡大と、床版左側の走行位置上にひび割れの進行が確認できる。樹脂の再注入後から破壊に至る 61 万 7169 回走行終了時では、全体のひび割れがスリット化し、破壊位置の上面コンクリートは土砂化していた。



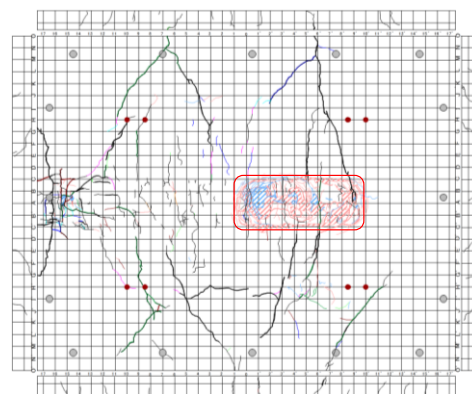
(a)事前走行終了時



(b)30 万回走行終了時



(c)45.2 万回走行終了時



(d)61 万 7169 回走行終了時(破壊)

図-3.6 床版上面のひび割れ状況

3.4.3 鋼板剥離

鋼板の剥離は、たたき検査により調査された。図-3.7 に鋼板の剥離面積の推移を示す。補強後初期において、剥離はほとんど発生しておらず、30 万回走行終了時の剥離面積は 0.62% であった。その後走行荷重が 180kN に増加すると剥離面積は急増し、45.2 万回走行終了時に剥離面積は 47.15% になり、目標剥離面積の 45% を超えたため、樹脂の再注入を実施した。再注入により剥離面積は 1.66% まで回復したが、52 万回走行以降から剥離面積は急増し、破壊時の剥離面積は 52.81% となった。

また、図-3.8 に鋼板の剥離位置を示す。30 万回走行まで、剥離はほとんど確認されていないが、40 万回走行後には走行位置を囲うように剥離が進展した。その後、45.2 万回走行までに、40 万回走行後までに発生した剥離位置から広がるように剥離は進展した。樹脂の再注入後は、再注入前に剥離していた位置で再度剥離が発生し、56 万 2000 回走行後には床版の右側で剥離は大きく進展していた。その後、それまでに発生していた剥離を囲うように剥離は大きく進展し、床版は押抜きせん断破壊を呈した。

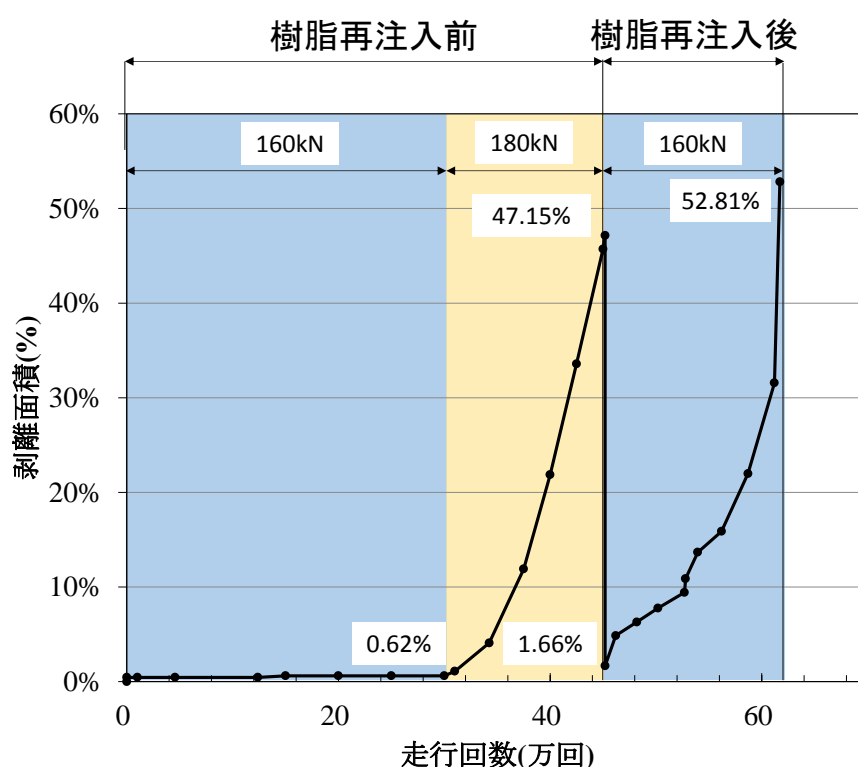
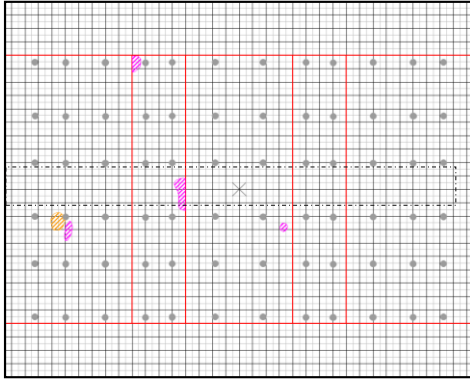
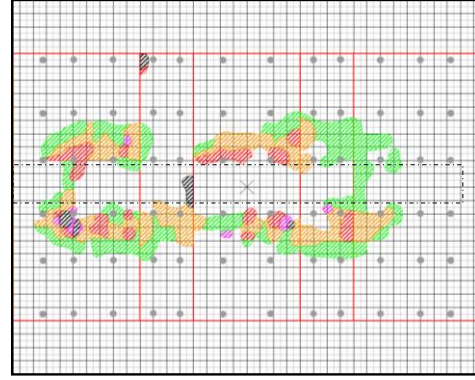


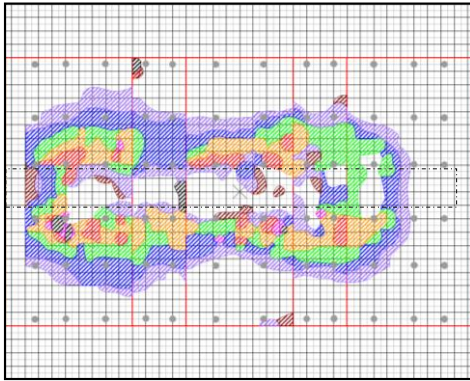
図-3.7 鋼板の剥離面積の推移



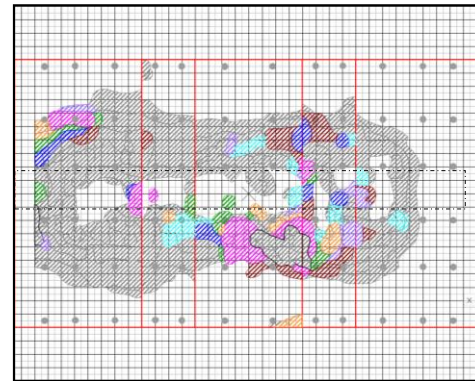
(a)30 万回走行終了時



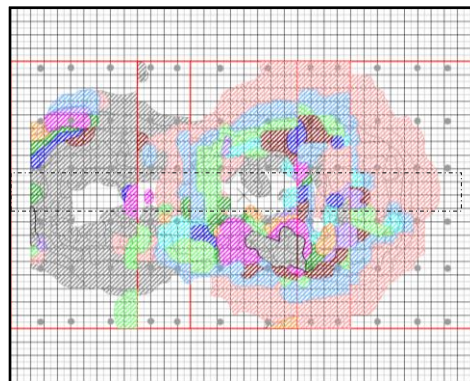
(b)40 万回走行終了時(180kN)



(c)45.2 万回走行終了時(180kN)



(d)56 万 2000 回走行終了時
(再注入後 11 万回走行)



(e)61 万 7169 回走行終了時
(再注入後 16 万 5169 回走行)

図-3.8 鋼板の剥離状況

3.4.4 床版の破壊状況

写真-3.2 に床版上面の破壊状況を示す。上面のコンクリートは骨材とセメント部分が分離し、土砂化しているのが確認された。写真-3.3 に破壊後の床版上面全体の状況を、写真-3.4 に破壊後の床版の切断面を示す。なお、写真-3.3 の四角の表示部分が床版上面の破壊位置である。破壊位置の橋軸直角方向の切断面であるA-A断面およびB-B断面に着目すると、押し抜きの原因となった床版上面の走行位置端部へ貫通しているせん断ひび割れと鋼板端部から発生しているせん断ひび割れが確認された。



写真-3.2 床版上面の破壊状況

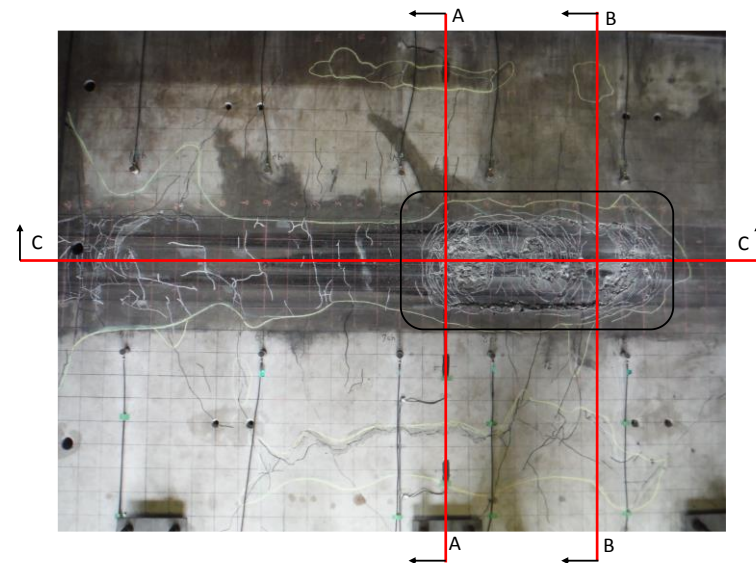


写真-3.3 破壊時の床版上面全体の状況



(a)A-A 断面



(b)B-B 断面



(c)C-C 断面

写真-3.4 破壊後の床版切断面

まとめ

- (1)本実験の鋼板接着補強 RC 床版は、無補強 RC 床版と比較すると約 45.2 倍の輪荷重走行に耐え得る結果となり、鋼板接着補強により大きな疲労耐久性の向上が確認された。また、昨年度までの実験との比較により、鋼板接着補強は補強前の RC 床版の脆弱性に影響を受けず一定の補強効果があること、および、樹脂再注入後の床版の疲労耐久性は、再注入前の鋼板の剥離面積と密接な関係はないことが示唆された。
- (2)床版上面のひび割れについて、鋼板接着補強後の走行荷重 160kN の段階では走行位置上に長さの短いひび割れが多く発生した。その後、走行荷重が 180kN に増加すると、床版の端から発生している橋軸直角方向のひび割れが伸びるように進行し、最終的に床版全体のひび割れはひび割れ幅が拡大し、破壊位置のコンクリートは土砂化し、床版は押抜きせん断破壊した。
- (3)鋼板の剥離は、走行荷重の増加後から増加し始め、走行位置を囲う形で進展した。樹脂再注入後は、再注入前の剥離位置から再び剥離が発生し、破壊の直前にそれまでに発生していた剥離を囲うように剥離は大きく進展し、床版は破壊した。
- (4)破壊後の床版の断面から、本実験床版では破壊の原因となったせん断ひび割れのほかに、鋼板端部にて床版下面から上面に貫通しているせん断ひび割れも確認された。

参考文献

- 1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，第 472 号，pp.5-6,2008.8.
- 2) 金田尚志，吉川弘道，小玉克己，佐藤貢一：累積損傷度を考慮した下面増圧補強の RC 床版の疲労寿命に関する研究，コンクリート工学論文報告集，Vol.20, No.3, pp.451-456, 1998.
- 3) 松井繫之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1984.

第四章 静的載荷試験

静的載荷試験では、所定の回数の輪荷重走行を行った後、試験機を床版中央へ移動し、走行荷重まで段階的に静的荷重を載荷する試験を実施した。載荷試験中は AE 計測を行い、最大荷重時に床版のたわみ、鉄筋ひずみ、鋼板ひずみの計測を行った。本章では、静的載荷試験で得られた床版たわみ、鉄筋ひずみおよび鋼板ひずみの挙動の推移と、AE 計測から得られた AE 特性についてまとめた。

4.1 供試体概要

図-4.1 に AE センサの設置位置と床版たわみ、鉄筋ひずみ、鋼板ひずみの計測位置および載荷位置を、表-4.1 に AE センサ設置位置の座標を示す。たわみ等は床版中央の橋軸直角方向にて、床版両端から 500mm の位置から 450mm 間隔で計測した(合計 5 ヶ所)。また、AE センサは床版上面に 12 個、床版下面に 4 個の合計 16 個を使用した。AE センサの計測条件は表-4.2 に示すとおりである。

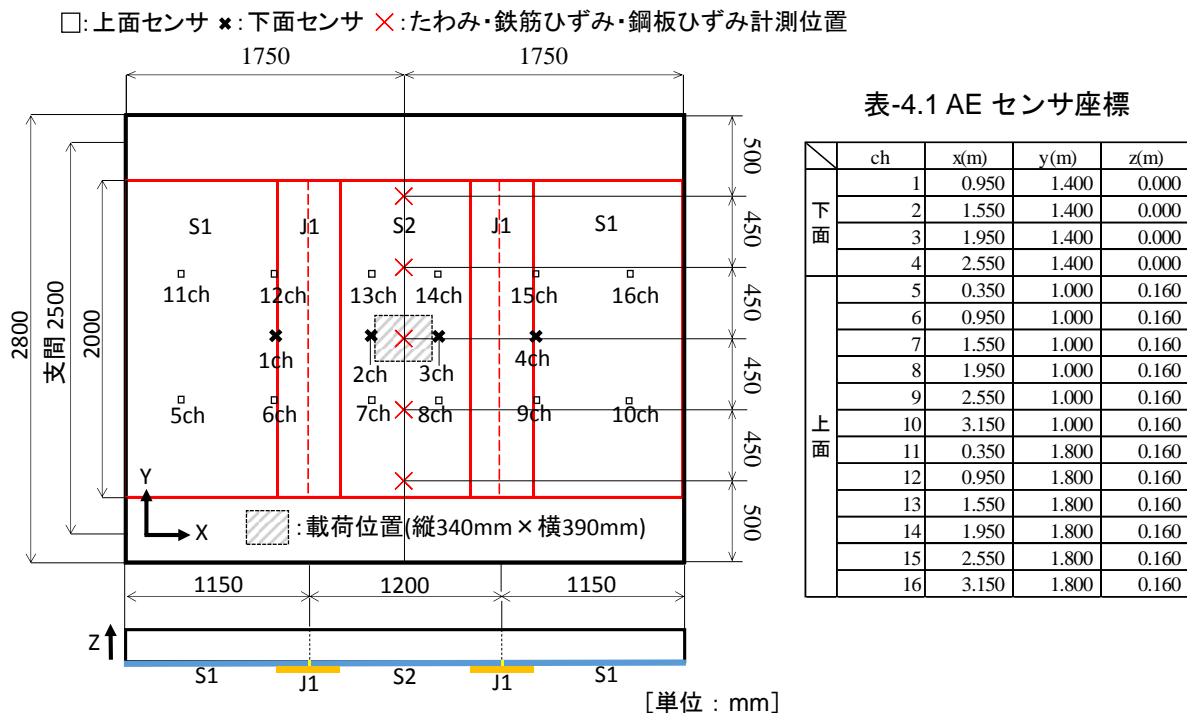


図-4.1 計測機器の設置状況および載荷位置

表-4.2 AE 計測条件

試験名	しきい値	増幅	バンドパスフィルタ	サンプリング 周波数
静的載荷試験	35dB	40dB	20kHz~400kHz	1MHz

4.2 試験方法

静的荷重は走行試験機を用い、図-4.1 に示す荷重位置で、輪荷重走行試験の走行荷重まで荷重を段階的に荷重することで行った。試験中には AE 計測を同時に実施した。

床版たわみ、鉄筋ひずみおよび鋼板ひずみは最大荷重の荷重時と完全除荷後に計測した。

4.3 実験結果

(1) AE 計測結果

図-4.2 および図-4.3 に未補強時および補強後の荷重履歴と 1 秒あたりの AE ヒット数を示す。なお、荷重データの計測不良により補強後 37.5 万回走行までの計測結果を掲載する。

未補強時の段階では、AE ヒット数は 1 回走行時に最も多く検出されている。これは床版が初期状態(健全)であり、荷重が加わることでひび割れなどが多数発生したためと考えられる。また、走行回数が増加するとともに除荷時に発生している AE ヒット数が減少している。除荷時に発生する AE は、ひび割れ界面のこすれに起因すると考えられる。このことから、走行回数の増加に伴い、床版コンクリートに生じているひび割れの幅が拡大し、ひび割れ界面のこすれが発生しにくい状態になったと推察される。

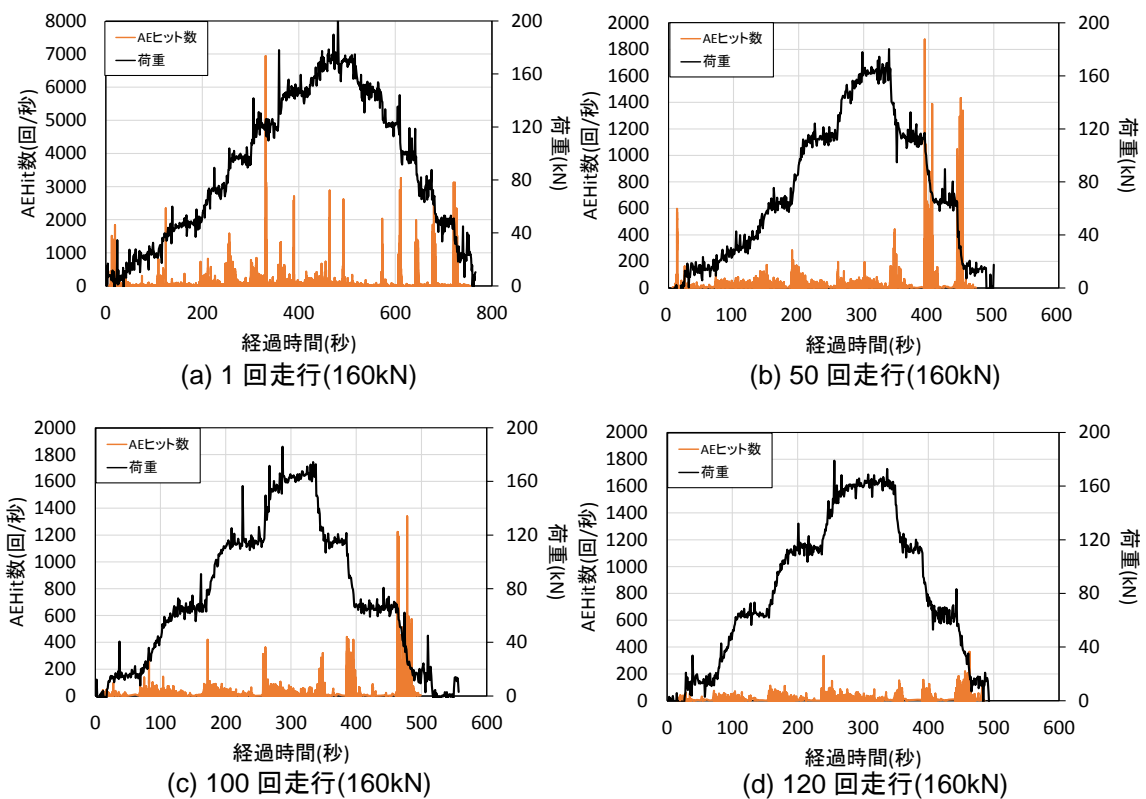
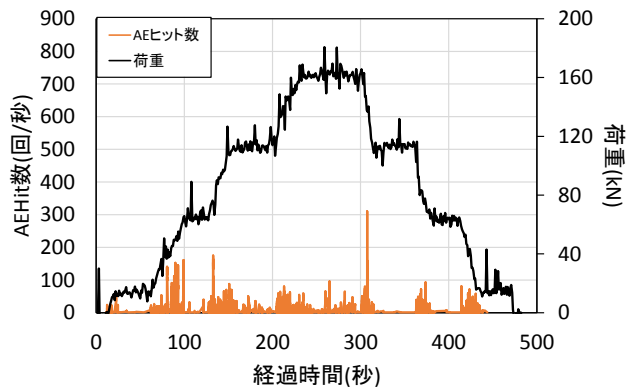
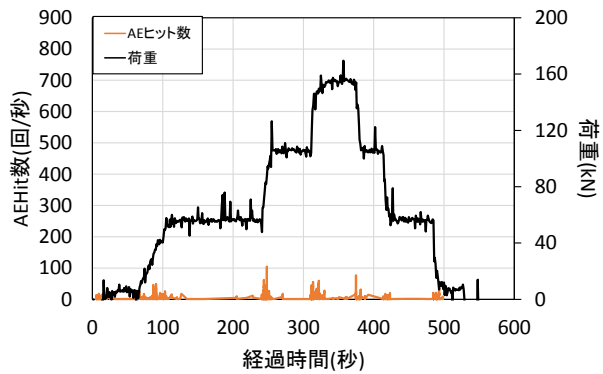


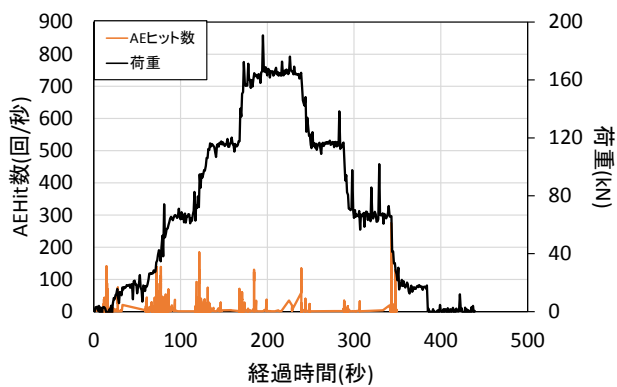
図-4.2 荷重履歴と AE ヒット数(未補強)



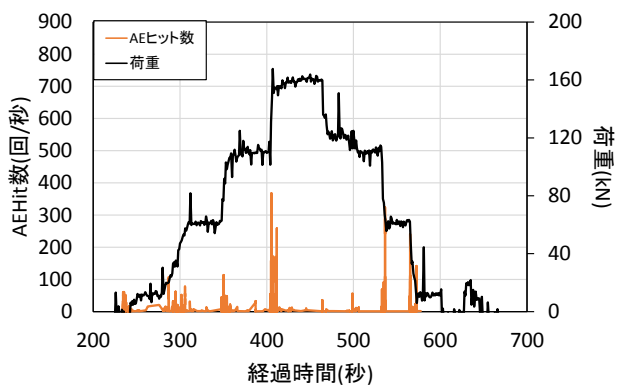
(a) 1 回走行(160kN)



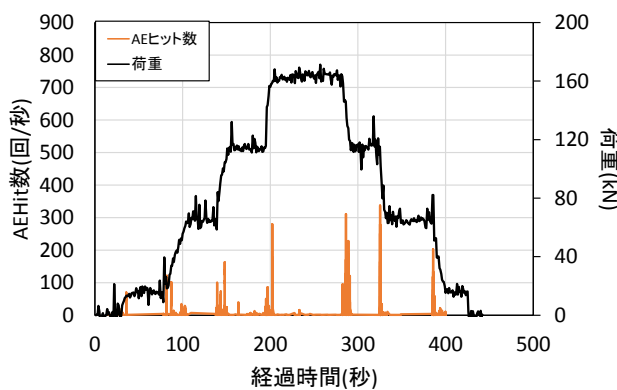
(b) 1 万回走行(160kN)



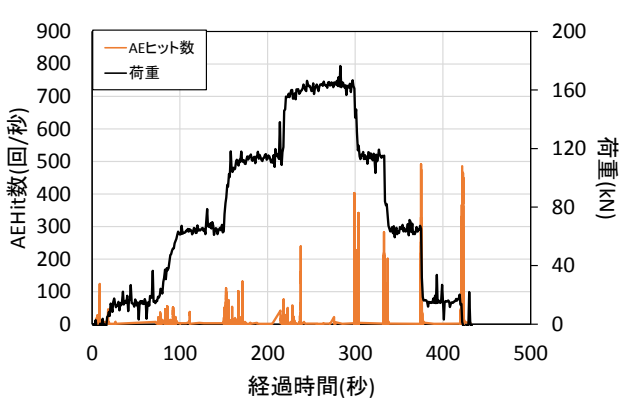
(c) 4.56 万回走行(160kN)



(d) 10 万回走行(160kN)



(e) 15 万回走行(160kN)



(f) 20 万回走行(160kN)

図-4.3(1) 荷重履歴と AE ヒット数(補強後)

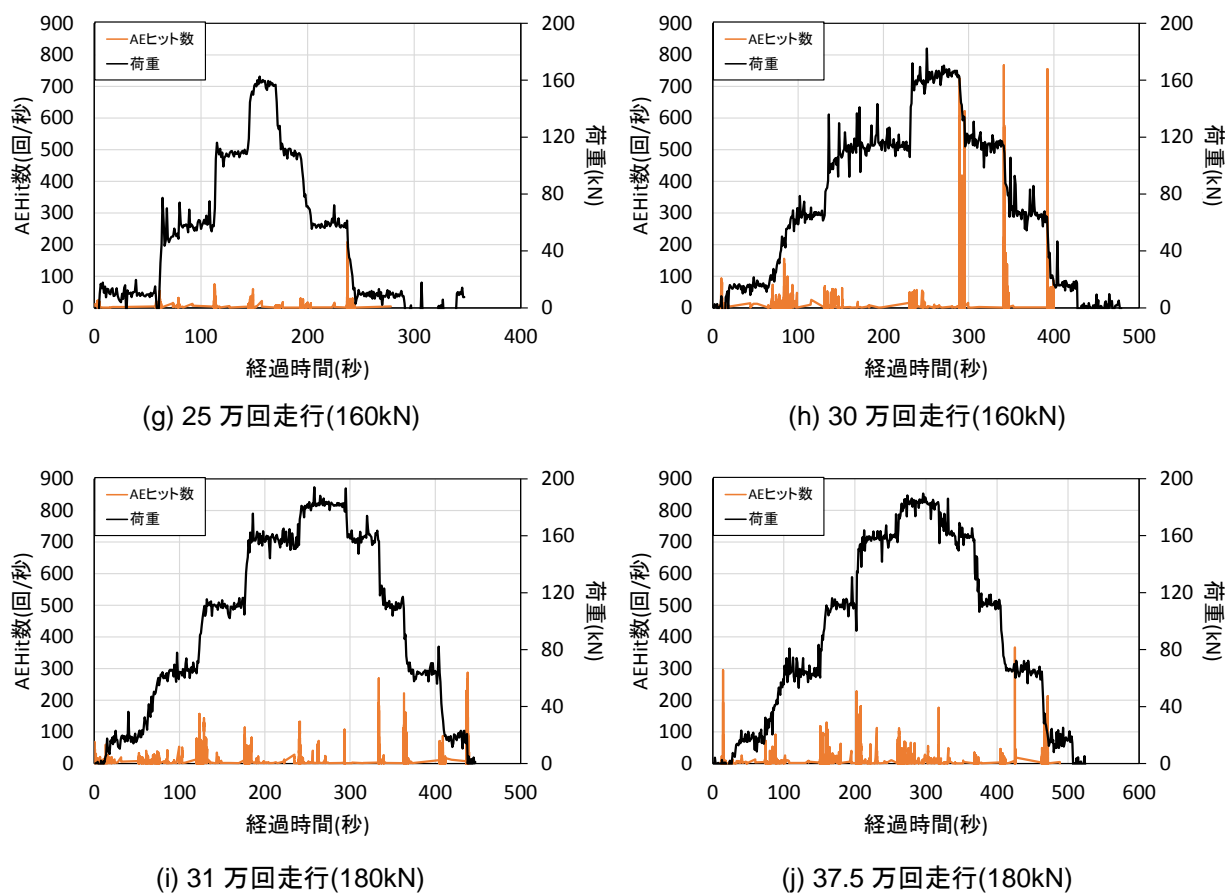


図-4.3(2) 荷重履歴と AE ヒット数(補強後)

補強後の AE ヒット数について、1 回走行時では他の走行段階と比較して、荷重の保持時間中に多数の AE ヒット数が確認できる。これは、補強後の未走行時の床版は、補強前に生じていたひび割れに樹脂が充填されたことで、床版コンクリート内部が擬似的に初期状態(健全)に回復したと考えられ、未補強時の 1 回走行と同様に荷重が加わることで、ひび割れなどが多数発生したためと考えられる。ここで、未補強時の 1 回走行と比較して、補強後の 1 回走行は AE ヒット数が少ないことがわかる。これは、4.3(2)で後述するが、補強後の床版は鋼板接着補強の補強効果により床版たわみが小さくなるため、床版全体としてひび割れが生じにくい状態になったためだと考えられる。その後、最大載荷荷重が 160kN である 30 万回走行まで、AE ヒット数は載荷時と除荷時に集中して発生しているが、これは載荷試験機の動作音をセンサが検出したためと考えられる。最大載荷荷重が 180kN に増加した後の 37.5 万回走行時では、荷重保持時間中に発生する AE ヒット数が増加していることがわかる。4.3(2)で後述するが、走行荷重の増加後から、床版たわみは走行回数の増加に伴い増加する傾向を示していることから、床版の疲労劣化は加速していると考えられる。そのため、床版はひび割れや鋼板剥離などが生じやすい状態にあると考えられるため、37.5 万走行時の AE ヒット数の増加は、床版コンクリート内部でのひび割れ損傷の発達および鋼板剥離に起因すると推察される。

(2)床版たわみ

図-4.4 に走行回数と床版の中央たわみの推移を、図-4.5 に各走行回数後における床版中央の橋軸直角方向の活荷重たわみ分布を示す。事前走行終了時の中央たわみは 6.7mm であり、全計測結果で最も大きくなった。鋼板接着補強後は、たわみは 1mm まで回復し、鋼板接着補強の補強効果が確認された。その後、30 万回走行までたわみはほぼ一定であったが、走行荷重が 180kN に増加した後、たわみは増加する傾向を示した。このことから、床版の疲労劣化は走行荷重の増加後から、走行回数の増加に伴い進行したと考えられる。45.2 万回走行終了時で、たわみは 3.15mm であり、樹脂の再注入によりたわみは 2.67mm まで回復した。その後、58 万 7000 回走行まで、たわみは走行回数と増加により増加したが、その後約 3 万回の走行回数でたわみは急増し、床版は破壊した。

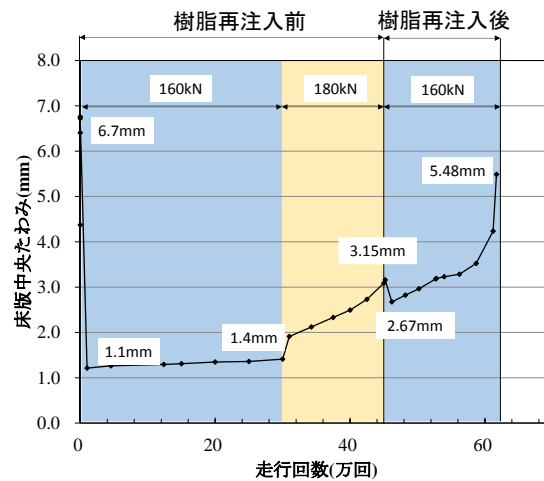


図-4.4 走行回数と床版中央たわみ

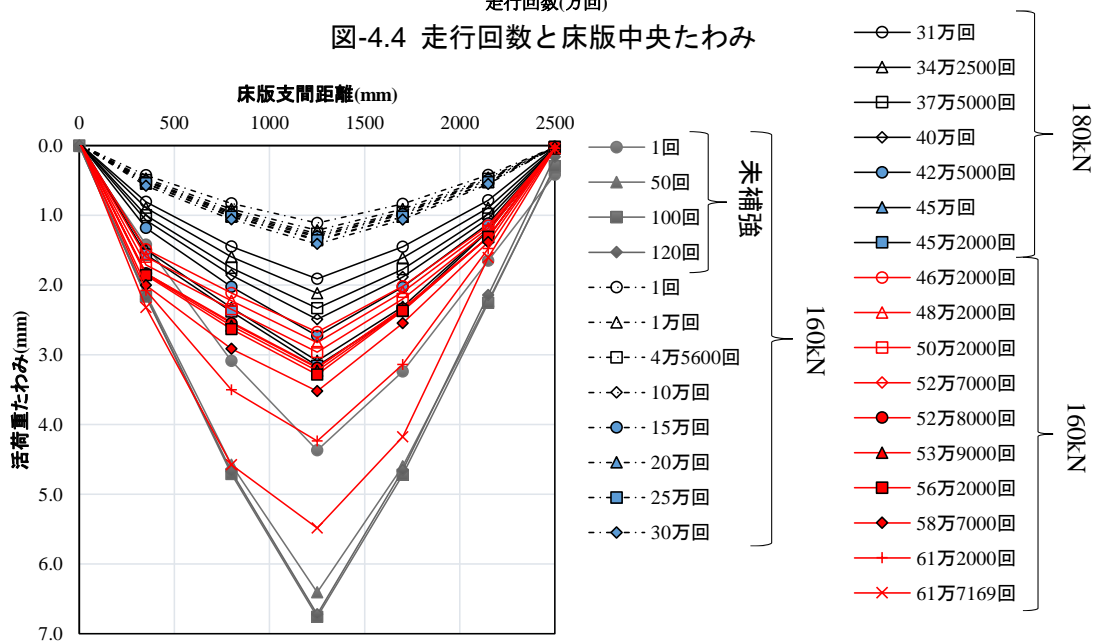


図-4.5 各走行回数後の活荷重床版たわみ分布

(3)鉄筋ひずみ

図-4.6 に各走行回数後における床版中央の主鉄筋の活荷重ひずみおよび残留ひずみの分布を示す。なお、図中の床版支間距離 800mm におけるひずみについて、樹脂再注入以降、鉄筋に貼り付けたひずみゲージが断裂したため、計測できていない。未補強時 50～120 回走行で、中央の活荷重ひずみは約 1300μ 、残留ひずみは約 480μ となり、全計測結果で最大となった。鋼板接着補強後、中央の活荷重ひずみは約 100μ まで回復した。

その後、30 万回走行まで中央の活荷重ひずみはほぼ一定だが、両端の計測位置の活荷重ひずみは走行回数の増加と共に大きくなっている。また、断面欠損が生じている RC 梁では、欠損部付近の鉄筋のひずみが大きくなることが報告されている^り。このことから、30 万回走行までにひずみ計測位置付近(鋼板端部)のコンクリートに、ひび割れが発生していたと考えられる。また、樹脂の再注入により、活荷重ひずみ、残留ひずみともに回復するが、支間距離 1700mm の位置における活荷重ひずみは樹脂再注入後、走行回数の増加とともに大きな増加傾向を示している。

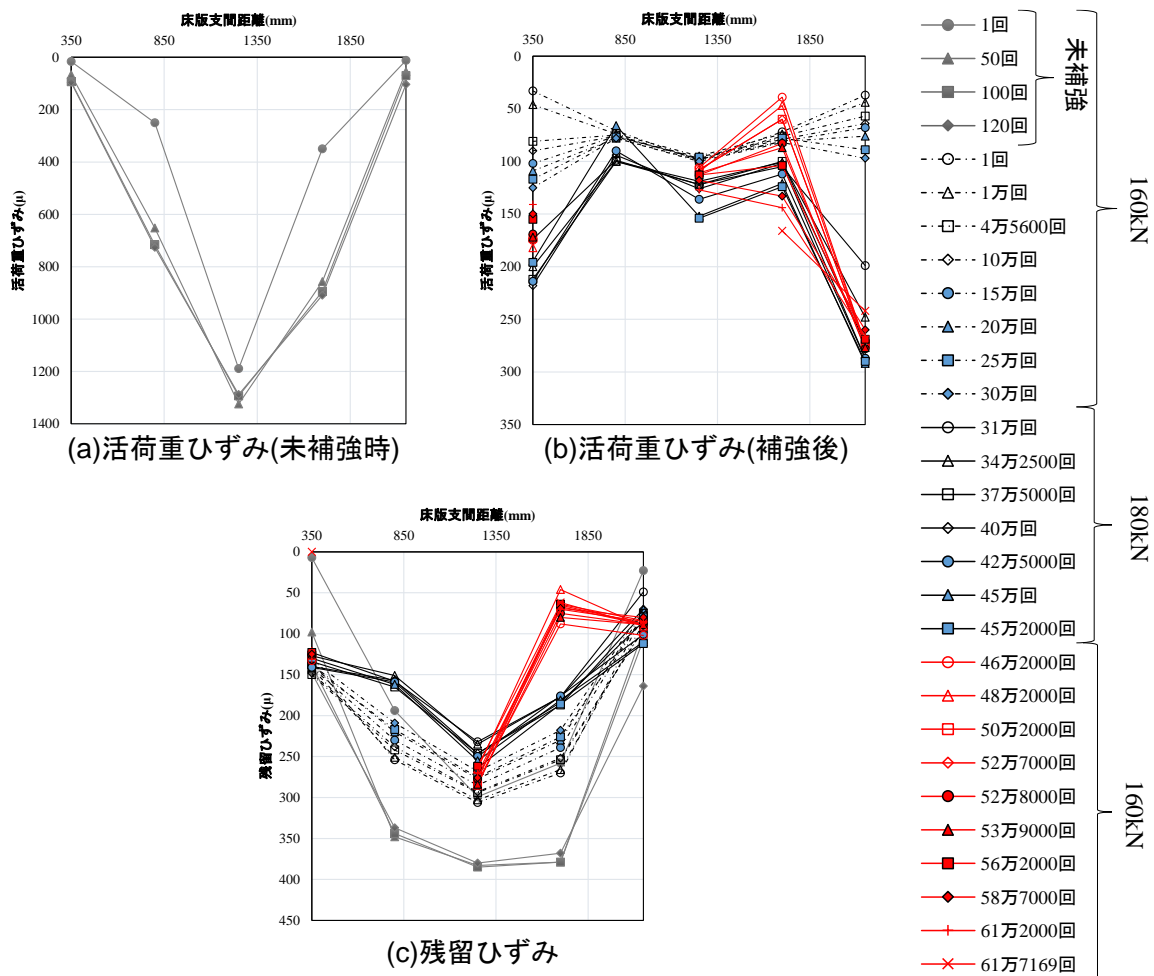


図-4.6 各走行回数後の主鉄筋ひずみ分布

(4) 鋼板ひずみ

図-4.7 に各走行回数後における床版中央の橋軸直角方向の鋼板ひずみの分布を示す。床版たわみと同様に、走行荷重が 180kN に増加した直後に鋼板ひずみは増加した。また、ひずみ分布は 40 万回走行後では V 型の分布であったが、45.2 万回走行後には W 型の分布を示した。これは、鋼板のひずみ計測位置直上のコンクリートにひび割れが存在することやコンクリートと剥離している位置の鋼板に、局所的な引張が生じていることが要因であると考えられる。このことから、40 万回走行以降から、せん断ひび割れが発生したと考えられる。その後樹脂の再注入を実施すると鋼板ひずみは再び V 型の分布を示すが、58.2 万回走行後から急激に変化し始め、61 万 7169 回走行で床版は破壊した。また、残留ひずみは樹脂再注入後に支間距離 1600mm のひずみが大きくなっている。このひずみに関して、走行回数の増加による変化はあまり確認できないため、樹脂再注入を行った際に生じた可能性が高いと考えられる。

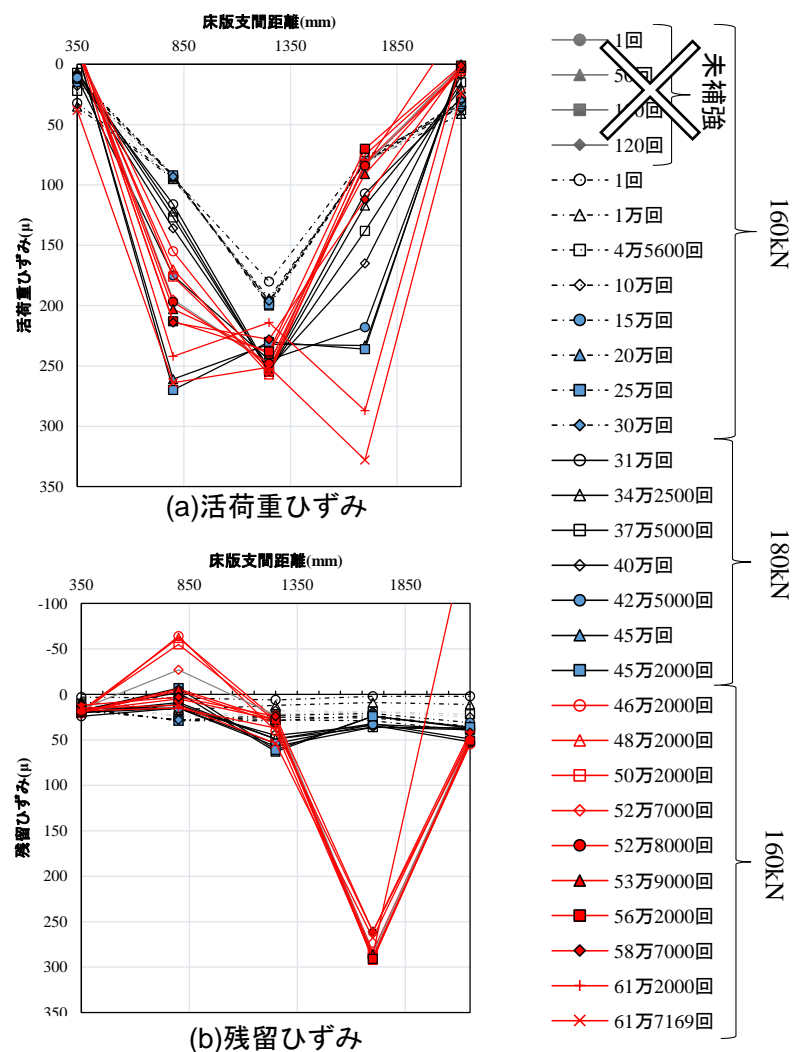


図-4.7 各走行回数後の鋼板ひずみ分布

まとめ

- (1) 試験中に計測された AE ヒット数から、未補強時と補強後ともに、最初の載荷試験で多くの AE ヒット数が確認できた。これは、床版が初期状態(健全)であり、荷重が加わることでひび割れなどが多数発生したためであると考えられる。また、走行荷重が増加すると、床版コンクリート内部でのひび割れ損傷の発達および鋼板剥離に起因し、AE ヒット数は増加すると考えられる。
- (2) 床版のたわみは事前走行終了時に最大となり、鋼板接着補強の実施により大きく回復した。その後、走行荷重が 180kN に増加すると、たわみは走行回数の増加に伴い増加する傾向を示した。樹脂再注入後は、床版が破壊する直前でたわみは急激に増加した。
- (3) 床版中央の主鉄筋ひずみは未補強時では、全計測位置で中央の活荷重ひずみが最大であった。しかし、鋼板接着補強後の走行荷重 160kN の段階では、走行回数が増加するとともに、鋼板端部付近の活荷重ひずみが増加する傾向を示した。鉄筋ひずみが増加する傾向はひずみが増加する断面にひび割れなどの欠損が生じた場合に確認されることから、この段階で鋼板端部付近のコンクリートにひび割れが生じていたと考えられる。
- (4) 鋼板の活荷重ひずみは、走行荷重が増加した後に、V 型の分布から W 型の分布へと変化した。この分布の変化は、ひずみが増加する位置直上のコンクリートにひび割れが存在することやコンクリートと剥離している位置の鋼板に局所的な引張が生じていることが要因であると考えられる。その後、樹脂の再注入によりひずみ分布は V 型に回復するが、破壊の直前に再び W 型の分布に変化し、床版は破壊した。

参考文献

- 1) 有賀貴志，田辺将樹，吉川和行，渡辺忠朋：鉄筋腐食と断面欠損による RC はりの強度特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集,Vol.28, No.2, pp.733-738, 2006.

第五章 輪荷重走行試験下の鋼板接着補強 RC 床版の AE 計測

5.1 供試体概要

図-5.1 に供試体の寸法と AE センサの設置位置を、表 5-1 に AE センサ設置位置の座標を示す。AE 計測には静的載荷試験と同じく 60kHz 共振プリアンプ内蔵型 AE センサを 16 個使用した。なお、AE センサの設置位置の座標も静的載荷試験と同様である。AE 計測の条件は表-5.2 に示すとおりである。輪荷重走行試験中に発生する AE 信号を用いて、鋼板接着補強 RC 床版のコンクリート内部のひび割れ損傷の進展について考察した。

ここで、計測機器の不調により、48.2 万～61.2 万回走行の AE 計測が行えなかった。

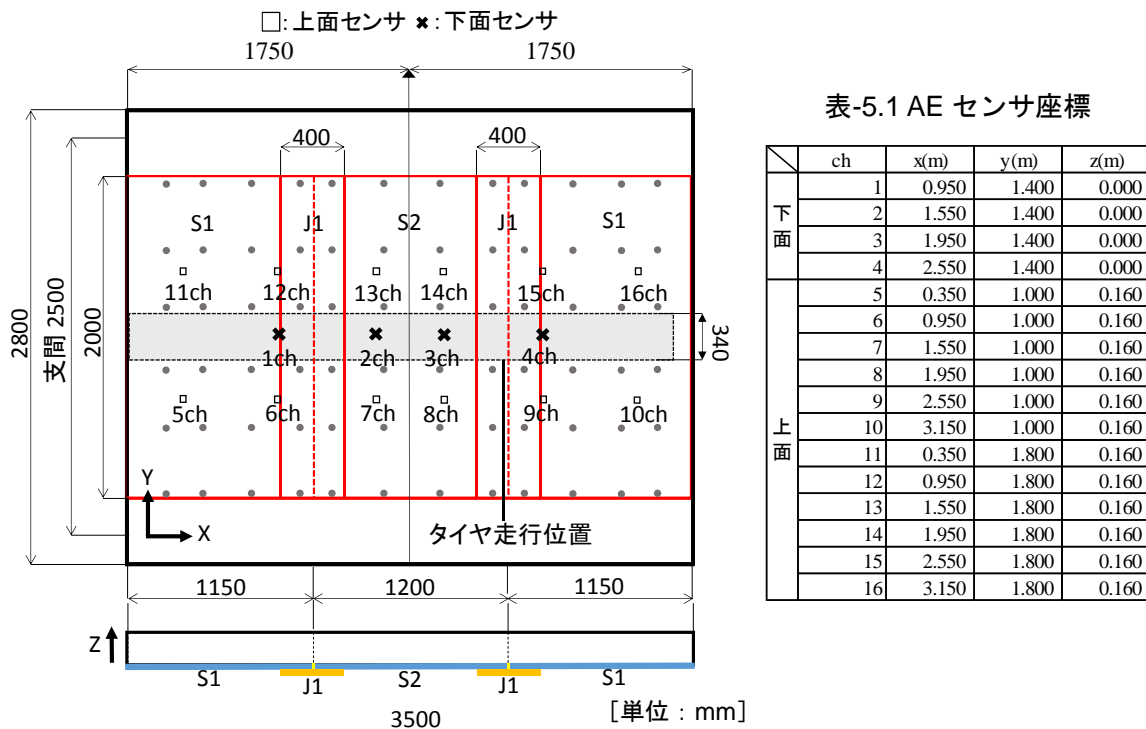


図-5.1 供試体寸法および AE センサ設置位置

表-5.2 AE 計測条件

試験名	しきい値	増幅	バンドパスフィルタ	サンプリング周波数
AE法	60dB	40dB	20kHz~400kHz	1MHz

5.2 AE ヒット数

図-5.2 に補強後の各走行回数間で計測された全 AE ヒット数および 1 回走行あたりの AE ヒット数を示す。なお、AE 信号の振幅値を 60~68dB、70~78dB、80~88dB、90dB~ の 4 つに区分している。走行荷重が増加する前の 20~30 万回走行で、全 AE ヒット数は多くなっている。「第三章」の鋼板剥離面積の推移から、30 万回まで鋼板剥離はほとんど検出されていなかったことより、20~30 万回走行の段階で、床版コンクリート内部に多くの微細ひび割れが

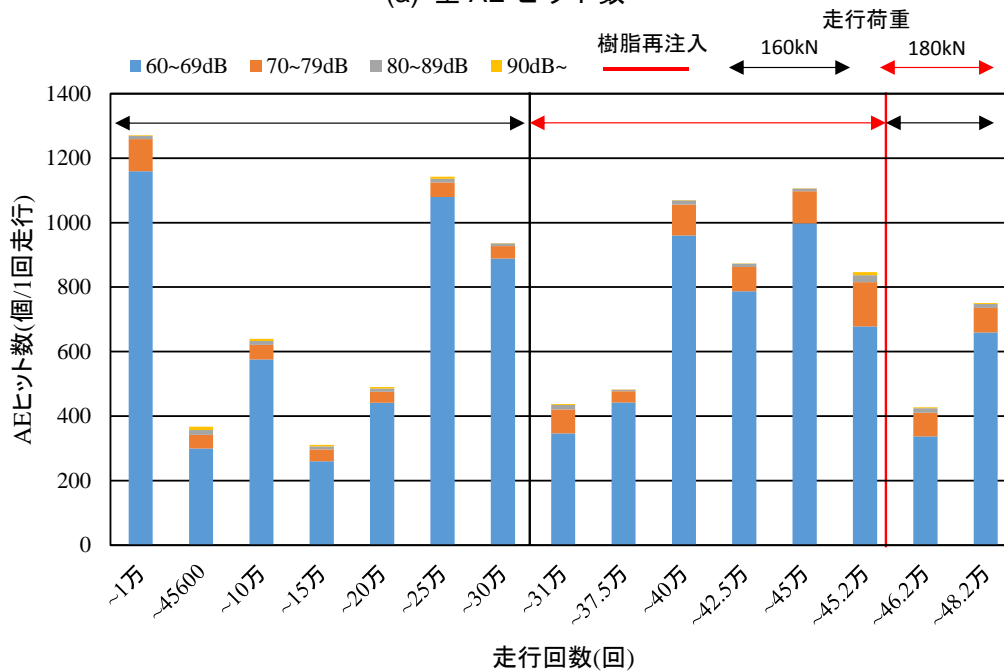
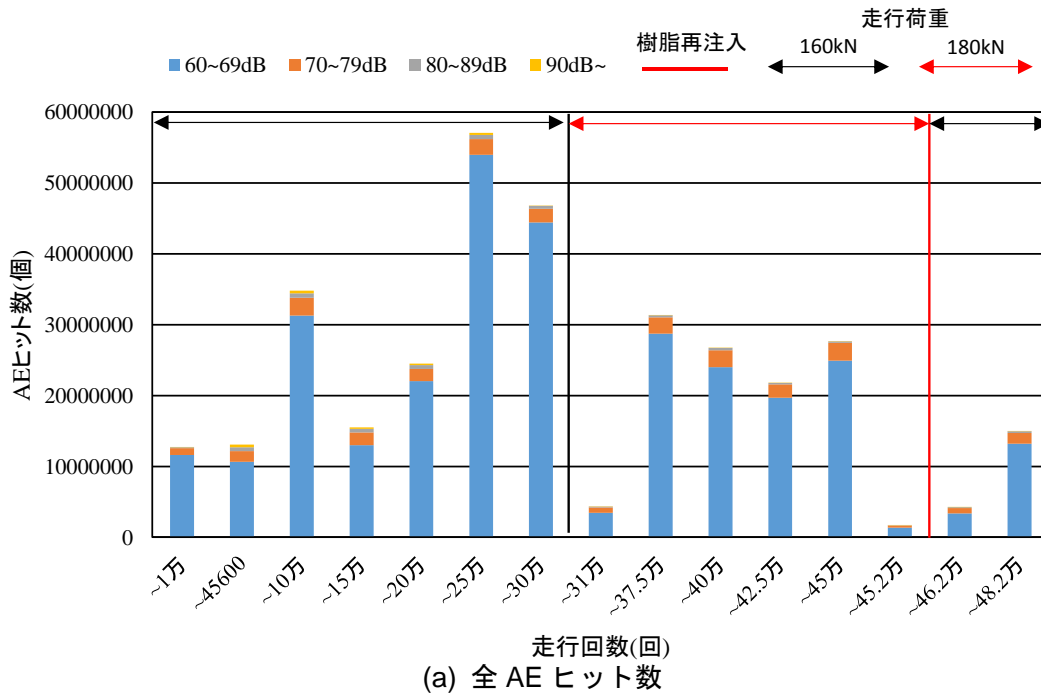


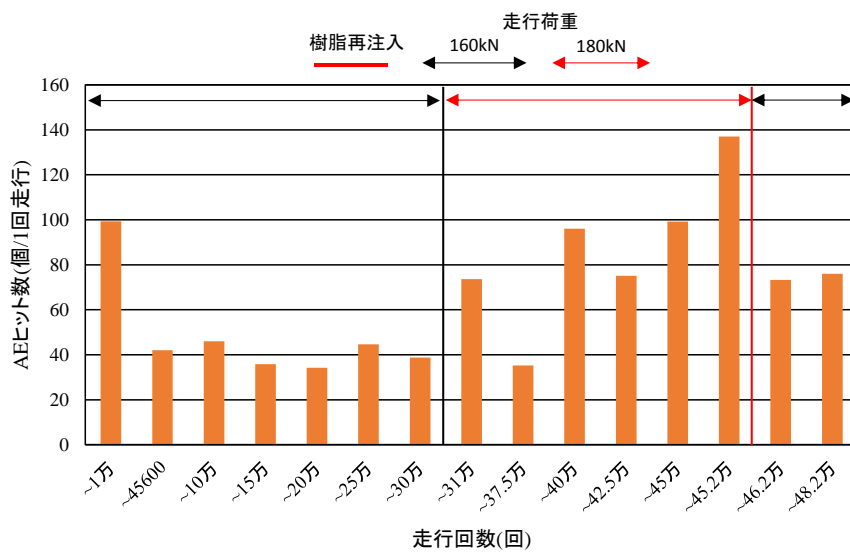
図-5.2 各走行回数間の AE ヒット数

形成されたと考えられる。また、1 回走行あたりの AE ヒット数では、補強初期が最も多く、続いて走行荷重が増加する前の段階(25~30 万回)と走行荷重増加後の 37.5 万~45.2 万回が多いことが確認できるが、計測された AE 信号の多くは振幅が 60~69dB であった。ひび割れの発生・進展で発生する AE 信号は比較的大きい振幅であると考えられる。また、鋼板剥離に起因する AE 信号についても考慮しなくてはならない。図-5.3 に 60~69dB を除いた振幅値別の 1 回走行あたりの AE ヒット数を、図-5.4 に検出したセンサの位置で区分した振幅値別の 1 回走行あたりの AE ヒット数示す。なお、図-5.4 の AE ヒット数は上面センサと下面センサの設置数が異なるため、1 センサあたりのヒット数を示している。図-5.3 より、70~79dB の AE 信号は走行荷重の増加後で多く検出され、80~89dB の AE 信号は走行回数によるヒット数の変化が他の振幅区分の AE 信号と比較して小さく、90dB~の AE 信号は走行回数の増加とともに減少する傾向を示している。

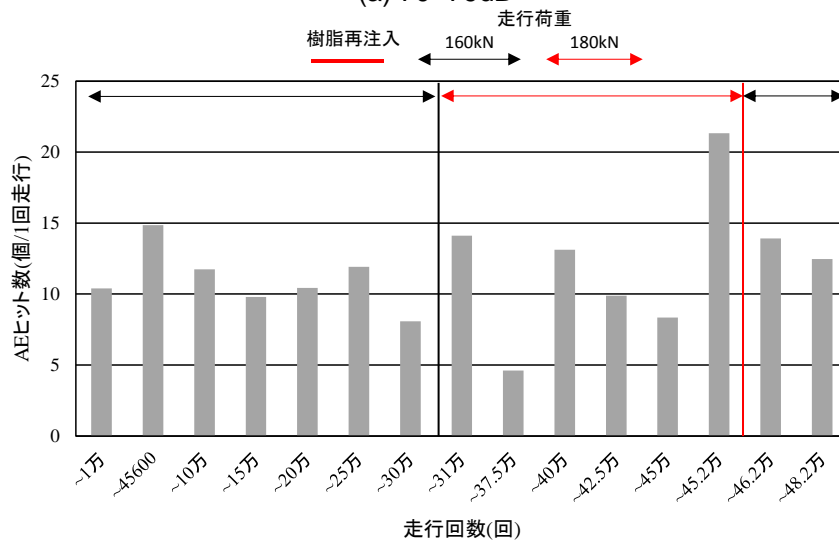
70~79dB の AE ヒット数が増加する傾向について、1 センサあたりの AE ヒット数を見ると、走行荷重増加直後の 30~31 万回走行では、下面センサで検出された AE ヒット数が多く、鋼板の剥離面積も大きく増加し始めることから、この段階での AE 信号は鋼板剥離に起因すると考えられる。31 万~42.5 万回走行では、鋼板の剥離面積は増加しているが、上面センサで検出された AE ヒット数が占める割合が 31 万回走行までと比べ多いことから、この段階では走行荷重の増加により床版コンクリートの疲労損傷が加速したことを示唆していると考えられる。42.5 万~45.2 万回走行では、再び下面センサで検出された AE 信号が占める割合が大きくなることから、この段階での AE ヒット数の多くは鋼板剥離に起因すると考えられる。80~89dB の AE ヒット数は、1 センサあたりの AE ヒット数について、走行荷重の増加後(30 万回)から 45.2 万回走行まで、AE 信号を検出したセンサの割合は前述した 70~79dB と同様の傾向を示している。

90dB~の AE ヒット数が走行回数の増加に伴い減少する傾向について、AE 信号の振幅は、計測対象の構造物にひび割れが蓄積されていくと、信号がセンサに到達するまでに減衰しやすくなる²⁾ことから、走行回数の増加に伴い床版コンクリート内部にひび割れが蓄積されたことを示唆していると考えられる。また、45 万~45.2 万回走行の 1 センサあたりの AE ヒット数に着目すると、上面センサから検出された AE 信号が半分以上を占めることがわかる。先に述べたように、この段階では、床版コンクリート内部には多数のひび割れが蓄積されていると考えられるため、大きな振幅で検出される AE 信号は、ひび割れの存在による信号の減衰の影響が少ない、センサに近い位置が発生源であると考えられる。このことから、樹脂再注入前の段階では、床版コンクリートの上方でひび割れの発生・進展があったと考えられる。

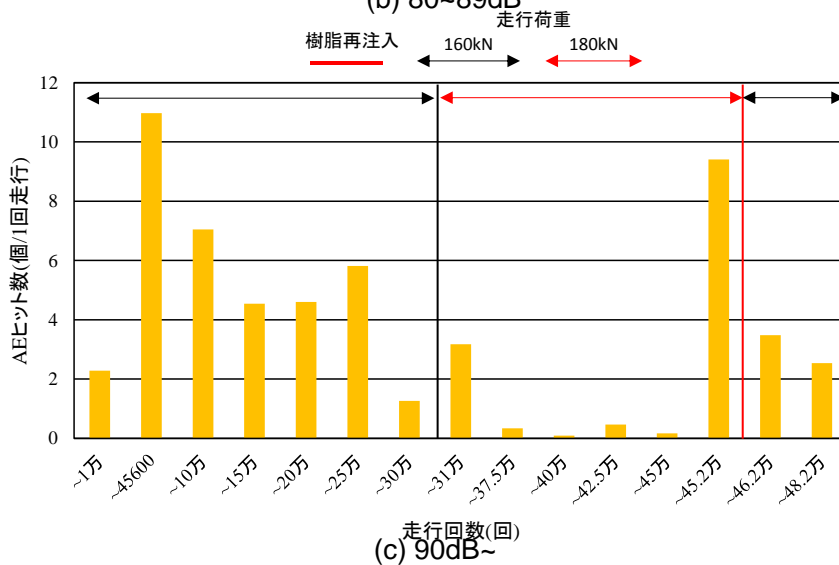
また、60~69dB を除く全振幅区分で、鋼板の剥離に進展が確認できない 30 万回走行までにおいて、ほとんどの AE 信号が下面センサで検出されたことがわかる。このことから、走行荷重の増加前は、床版コンクリートの下方で微細ひび割れが発生していたと考えられる。



(a) 70~79dB

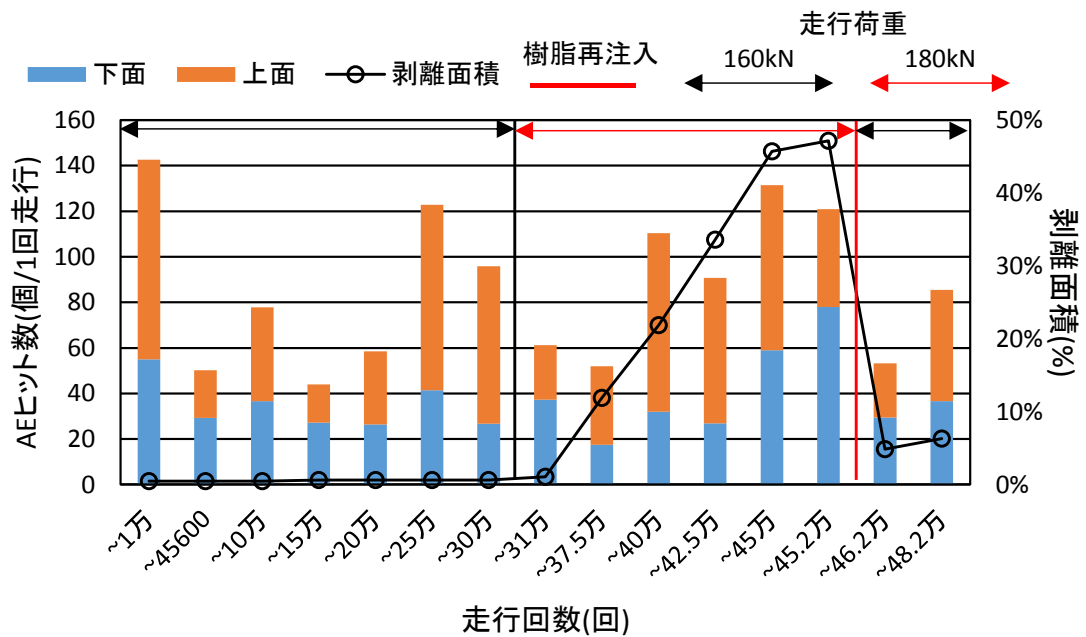


(b) 80~89dB

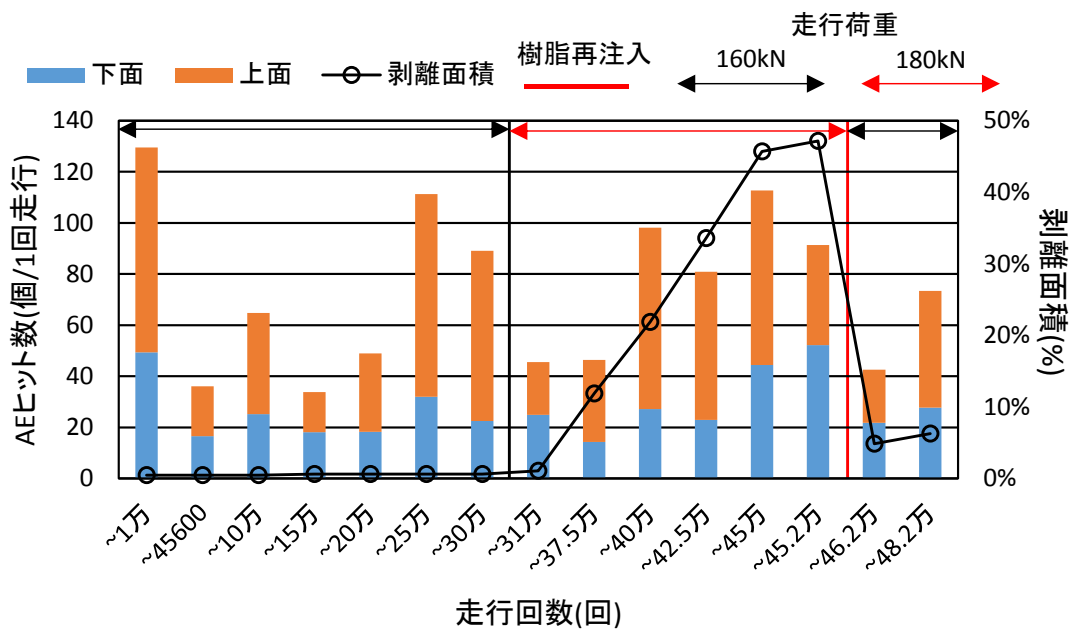


(c) 90dB~

図-5.3 振幅値別の1回走行あたりAEヒット数



(a) 全振幅



(b) 60~69dB

図-5.4(1) 振幅値別の1回走行あたりAEヒット数(1センサあたり)

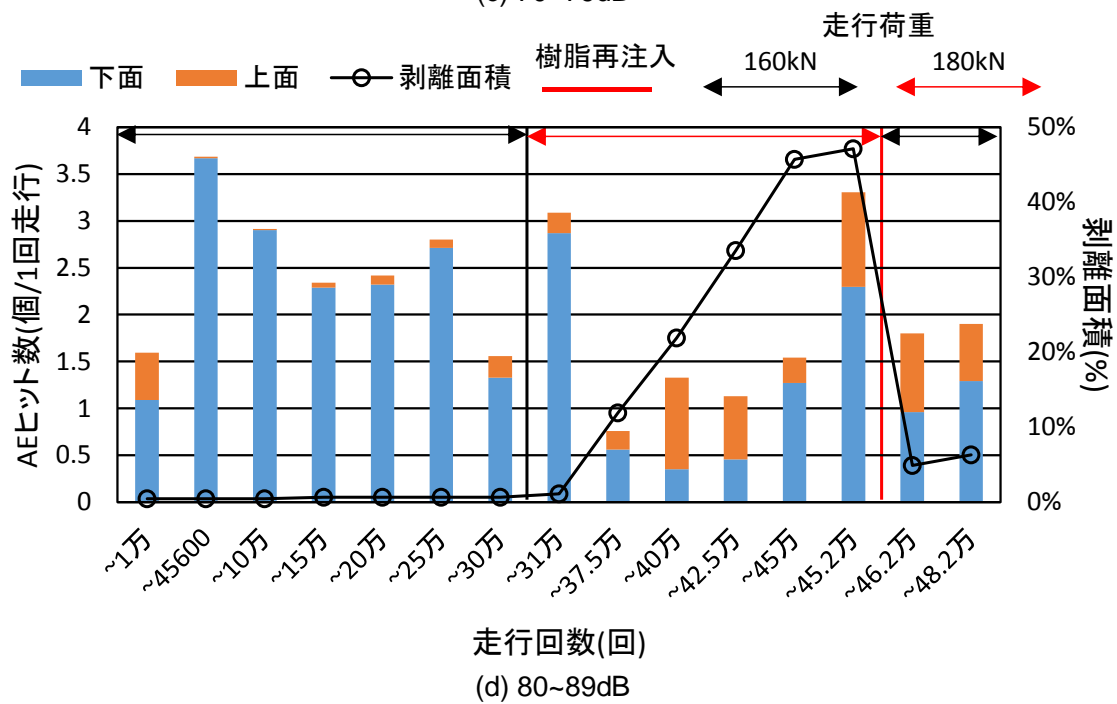
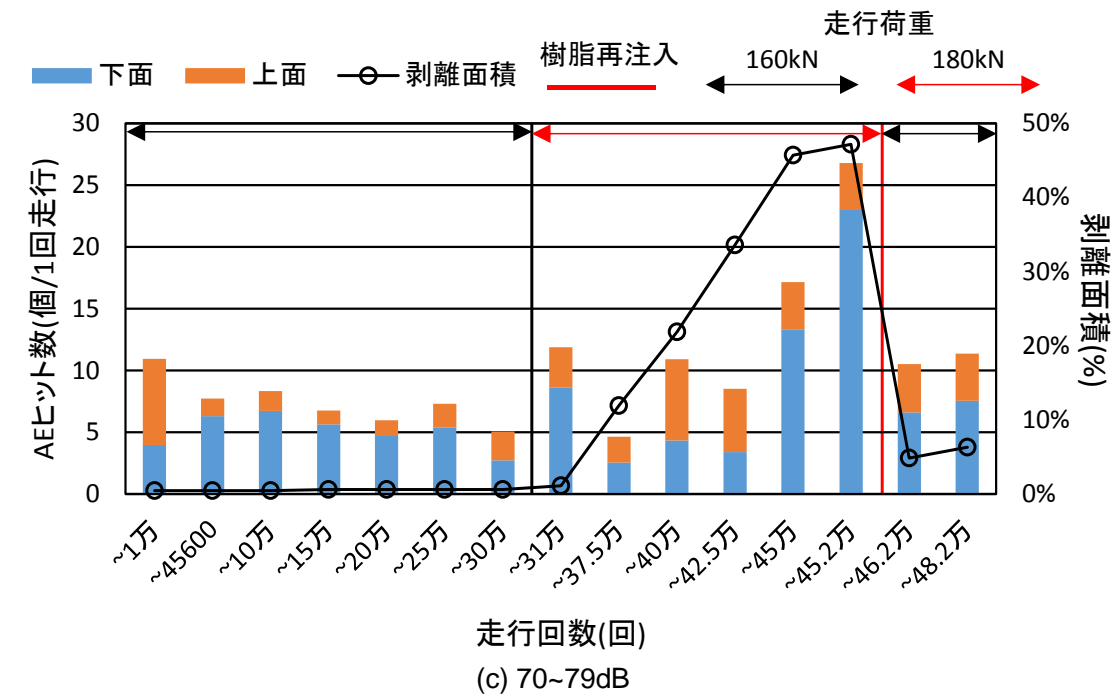


図-5.4(2) 振幅値別の1回走行あたり AE ヒット数(1 センサあたり)

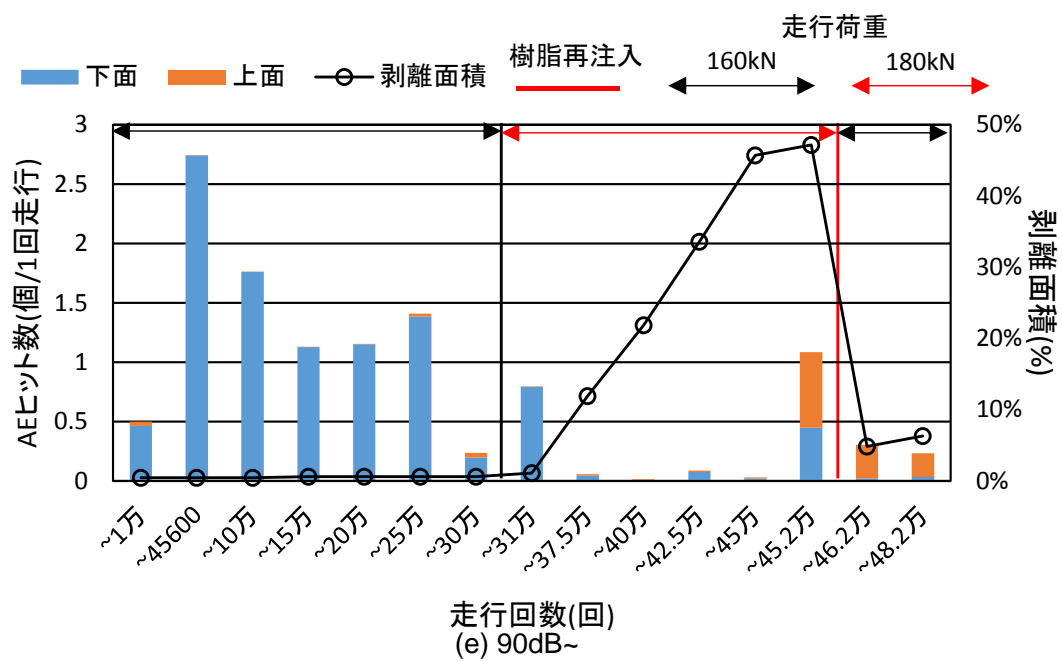


図-5.4(3) 振幅値別の1回走行あたり AE ヒット数(1 センサあたり)

5.3 AE 源位置標定結果

図-5.5 に補強後の各走行回数間の AE イベント数を、図-5.6 に各走行回数間の振幅値別の AE 源位置標定結果を示す。図-5.6 中の四角の表示部分は破壊時に抜け落ちた領域を示している。また、補強後～48.2 万回走行に関して、振幅が 60～69dB である AE 源の数が多く、AE 源分布の疎密が判断しづらいため、振幅が 60～69dB である AE 源(小振幅 AE 源)の分布を表すコンター図を併せて示す。コンター図は解析の都合上、床版右端の 100mm を除いた結果となっている。

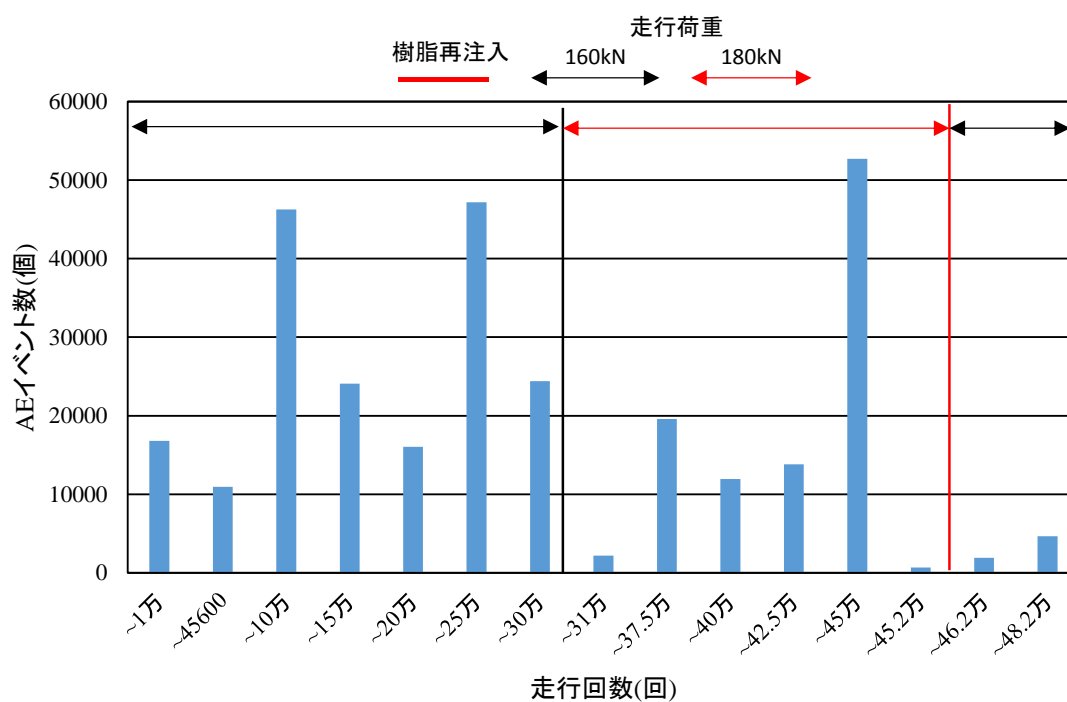


図-5.5 AE イベント数

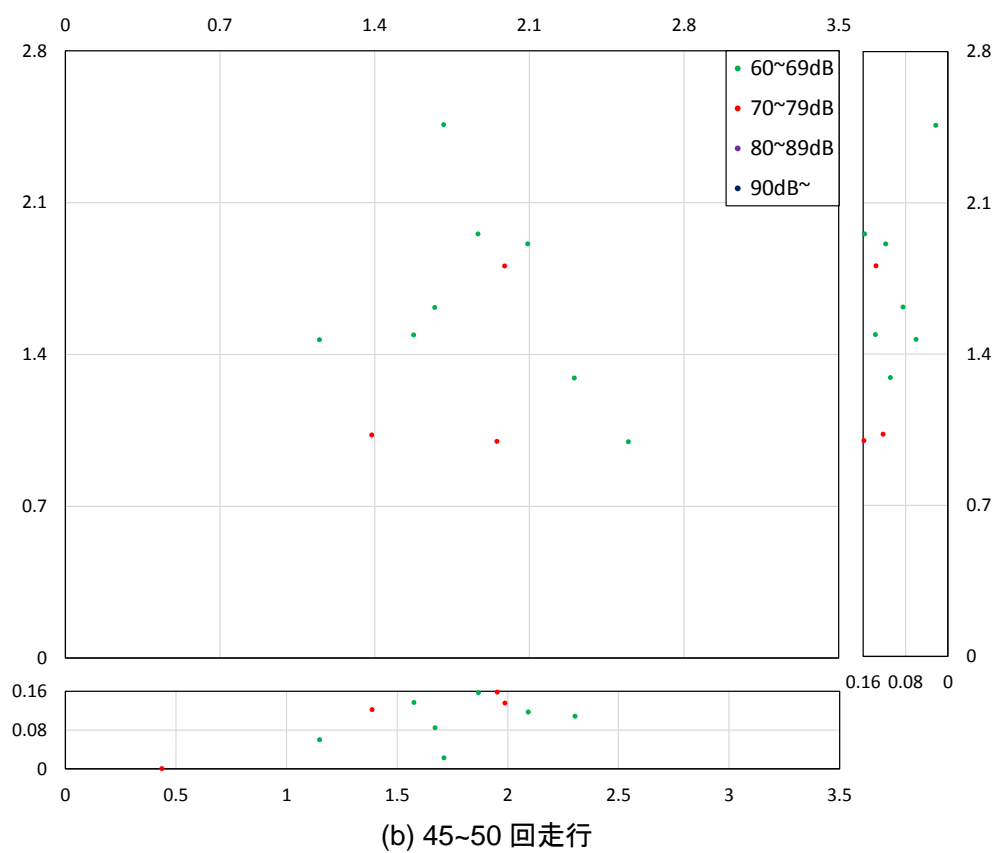
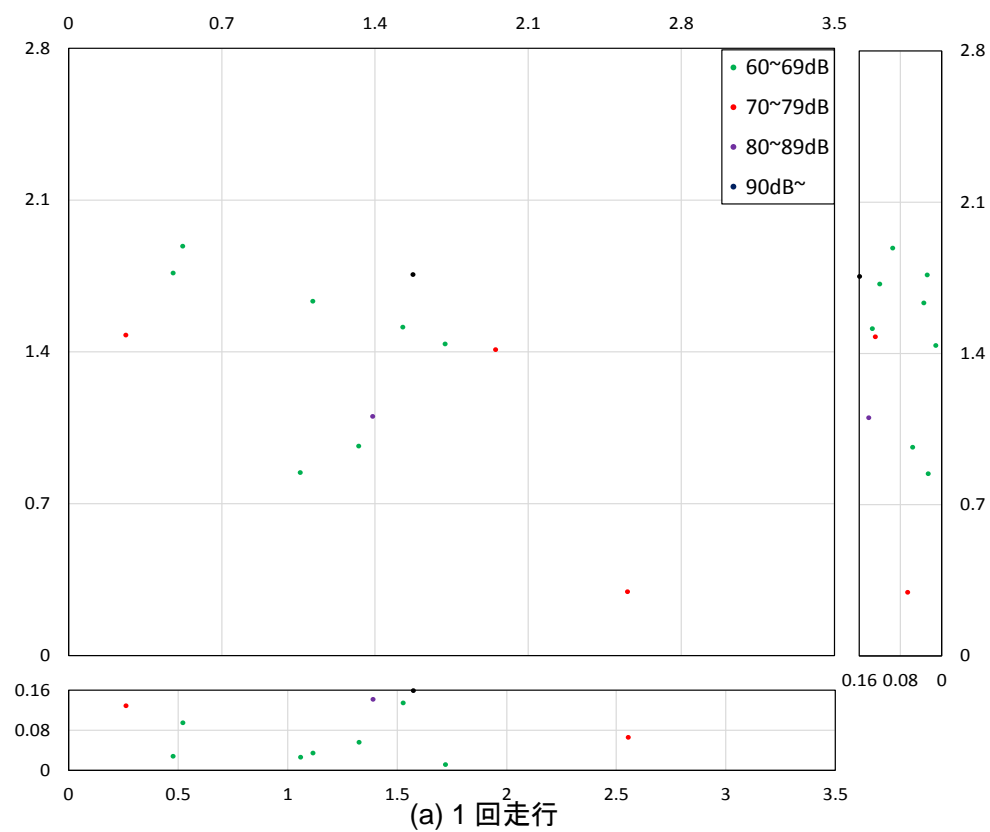
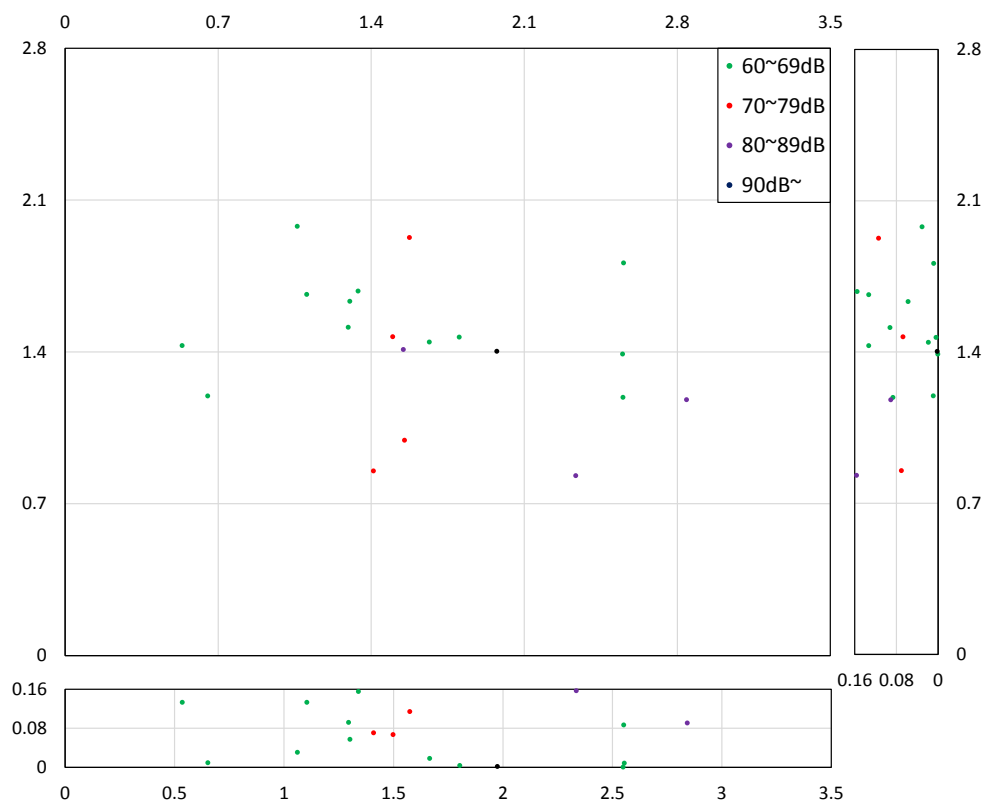
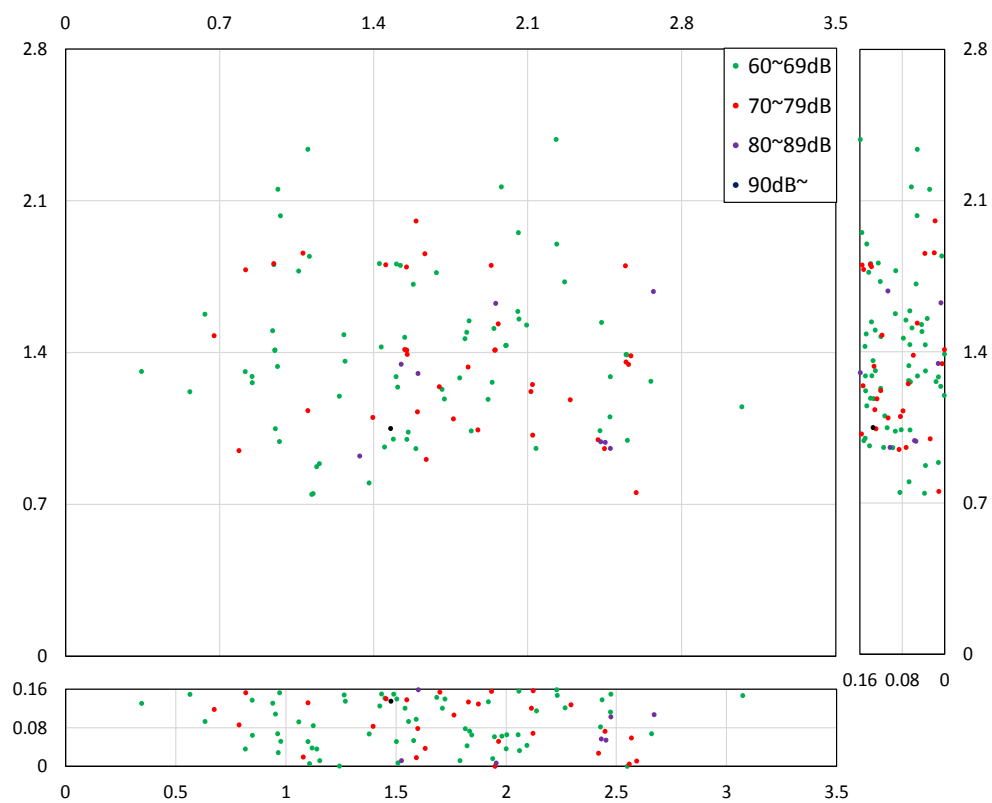


図-5.6(1) AE 源位置標定結果

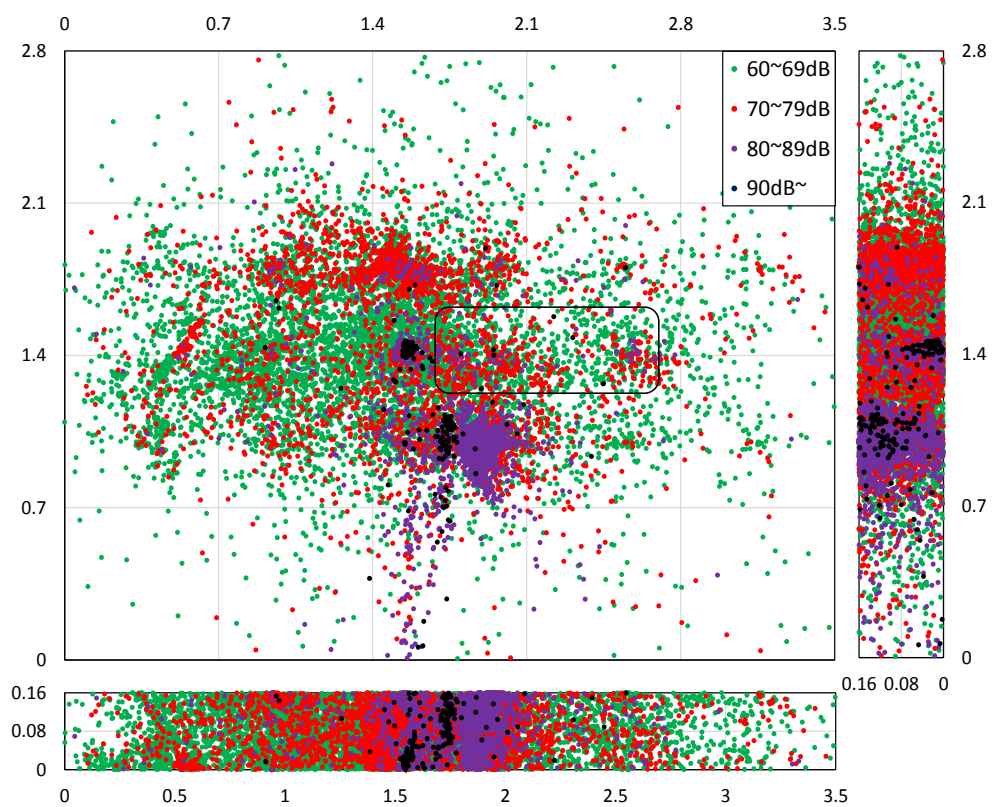


(c) 50~100 回走行

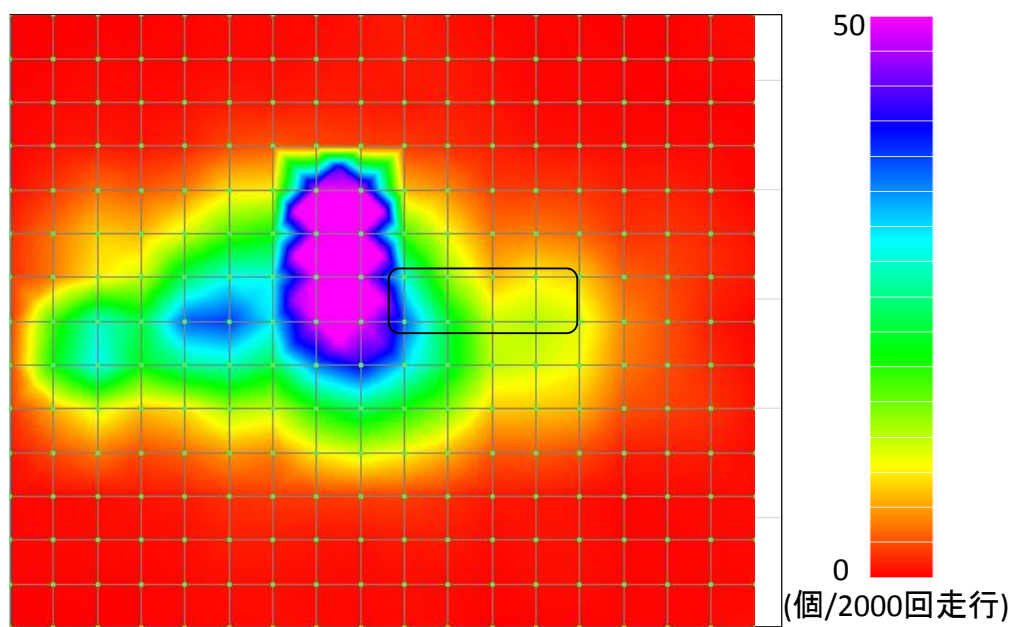


(d) 100~120 回走行

図-5.6(2) AE 源位置標定結果

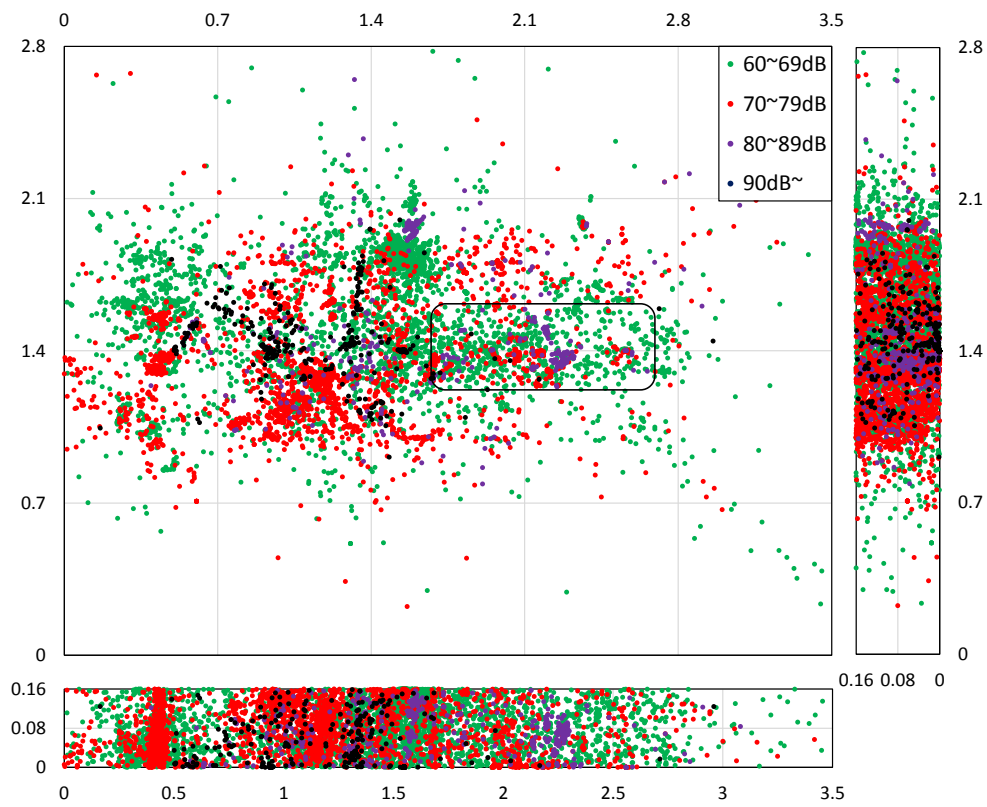


(e-1) 補強後～1 万回走行

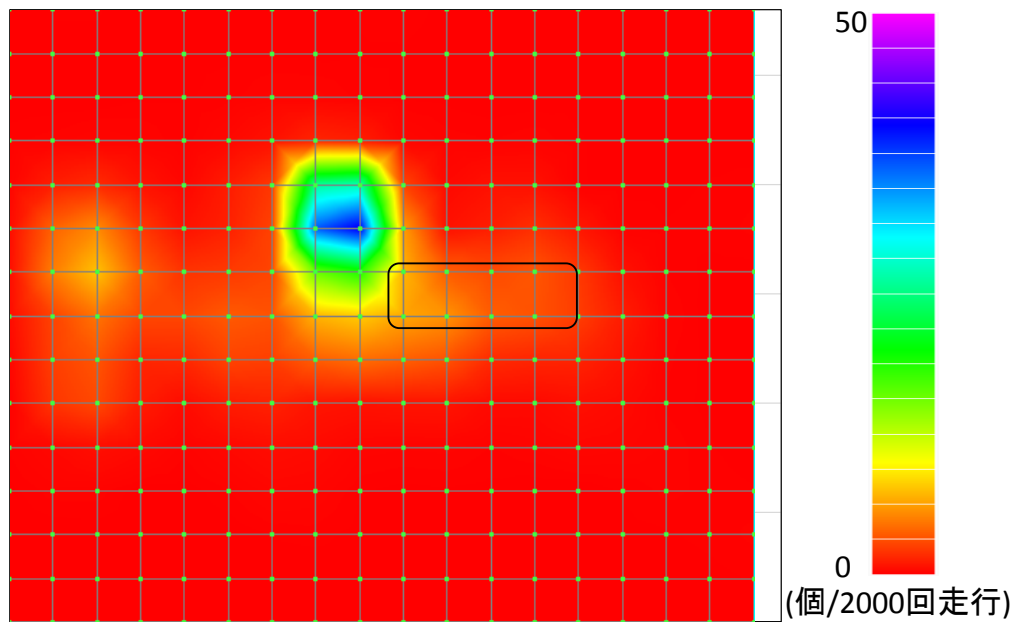


(e-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(3) AE 源位置標定結果

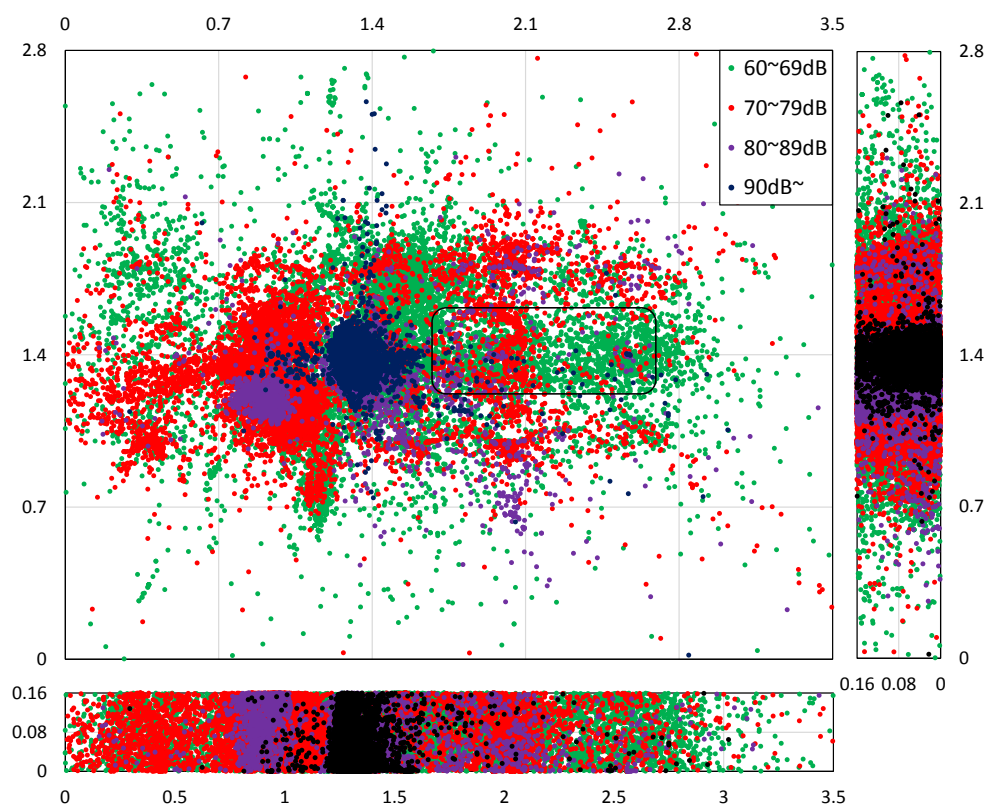


(f-1) 1 万~4 万 5600 回走行

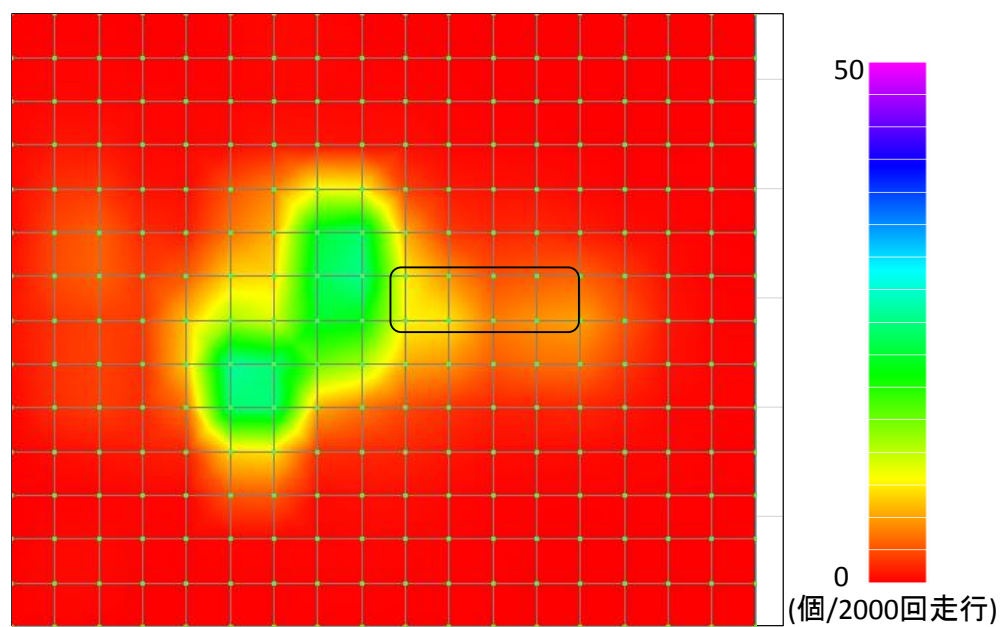


(f-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(4) AE 源位置標定結果

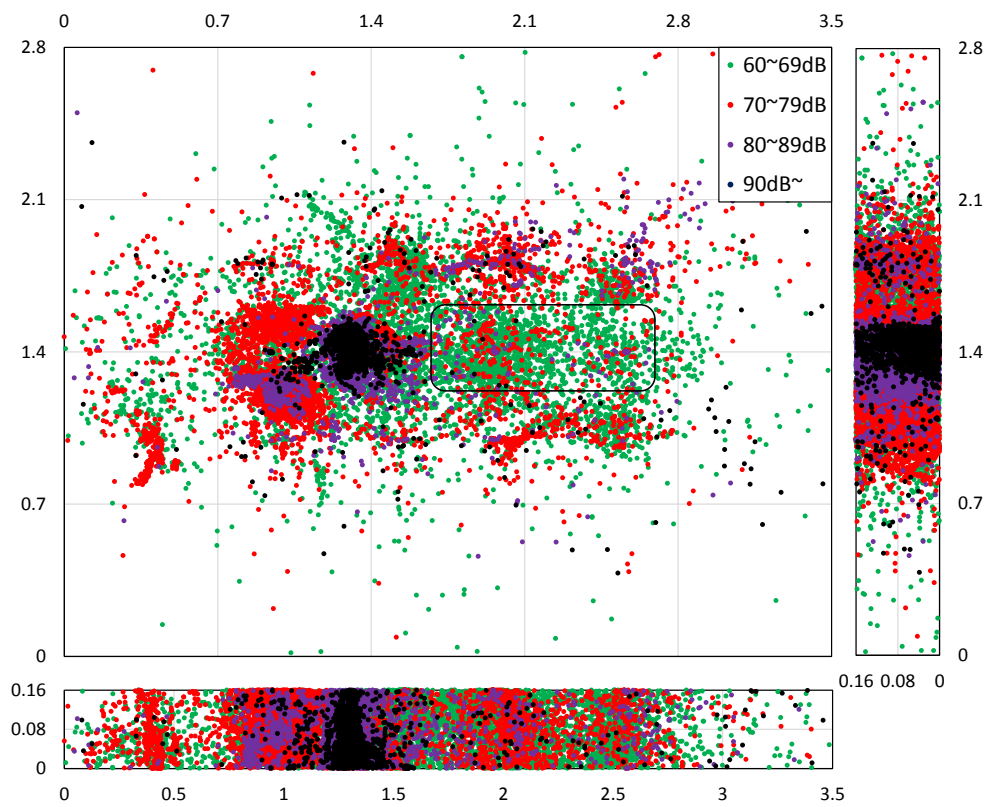


(g-1) 4 万 5600~10 万回走行

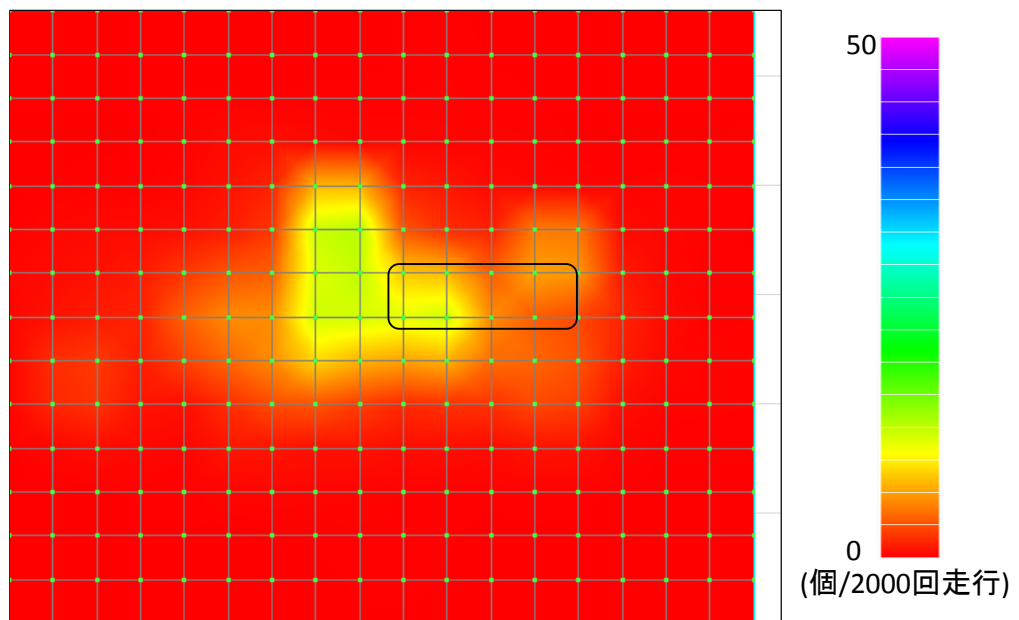


(g-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(5) AE 源位置標定結果

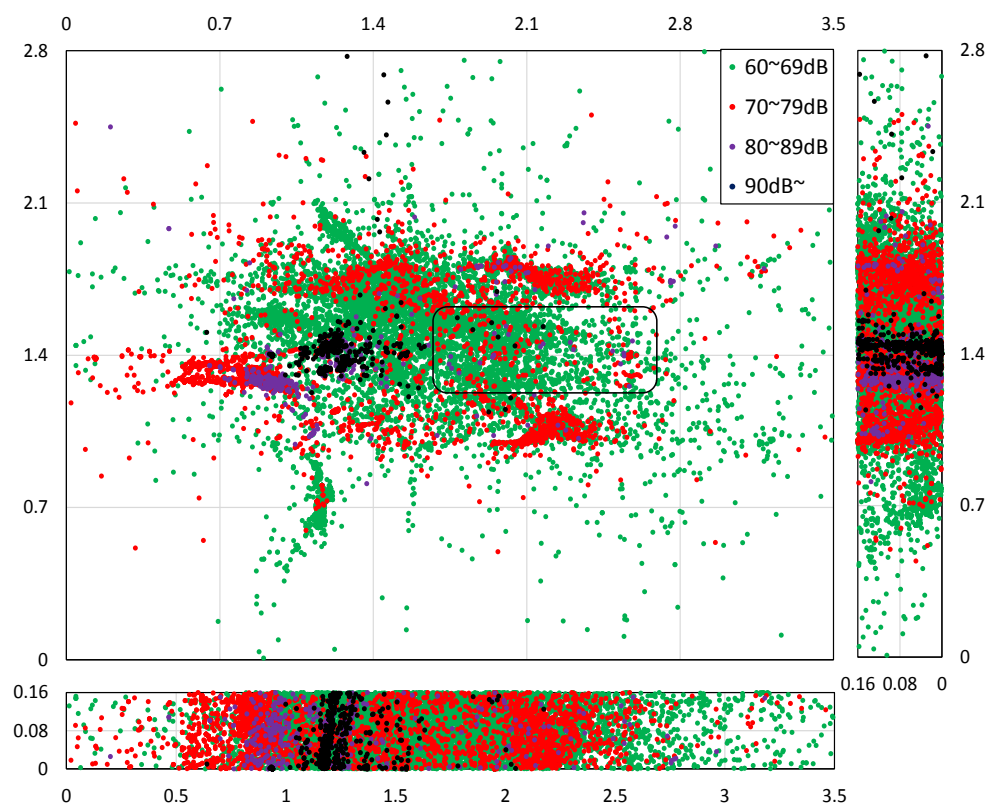


(h-1) 10 万～15 万回走行

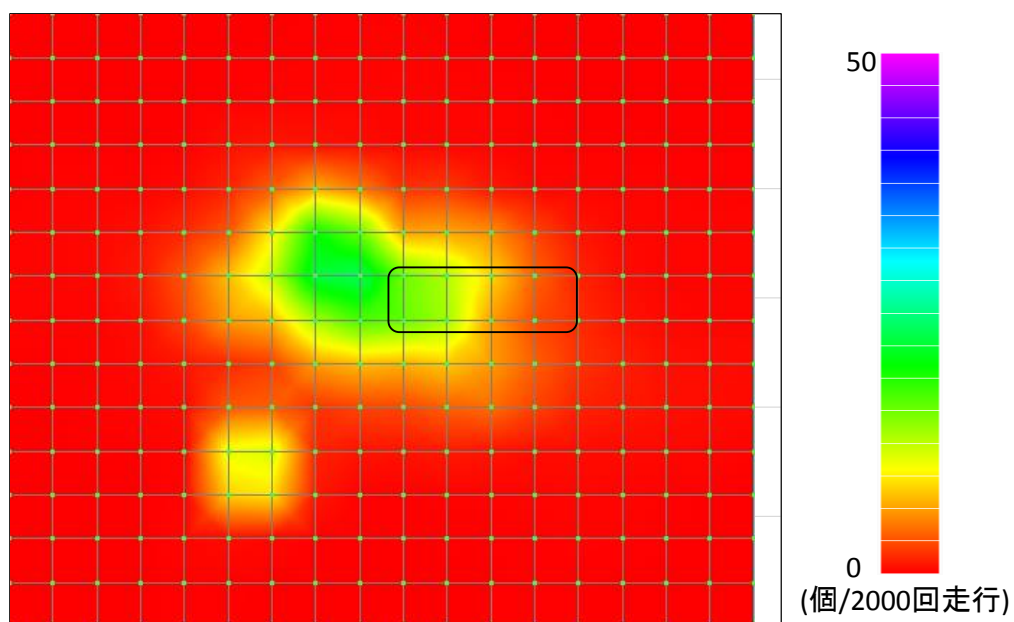


(h-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(6) AE 源位置標定結果

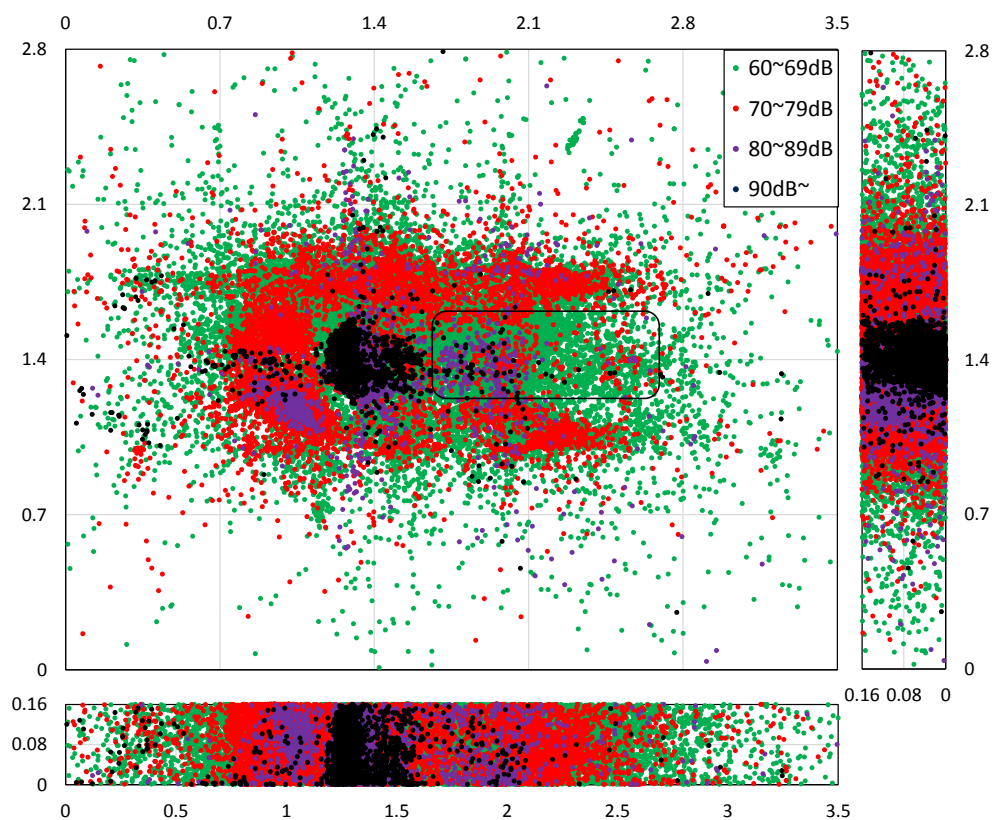


(i-1) 15 万～20 万回走行

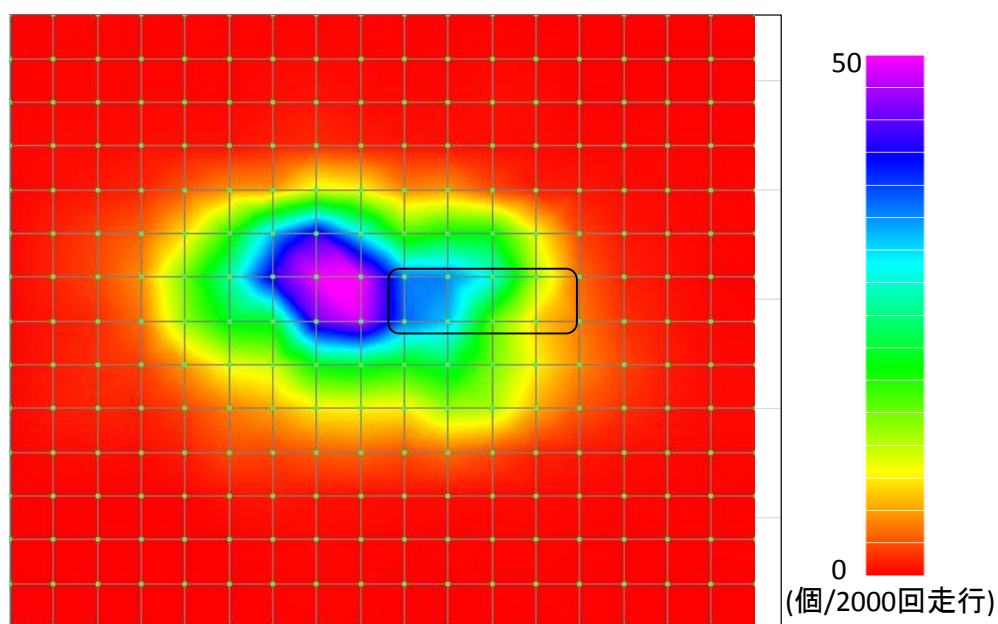


(i-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(7) AE 源位置標定結果

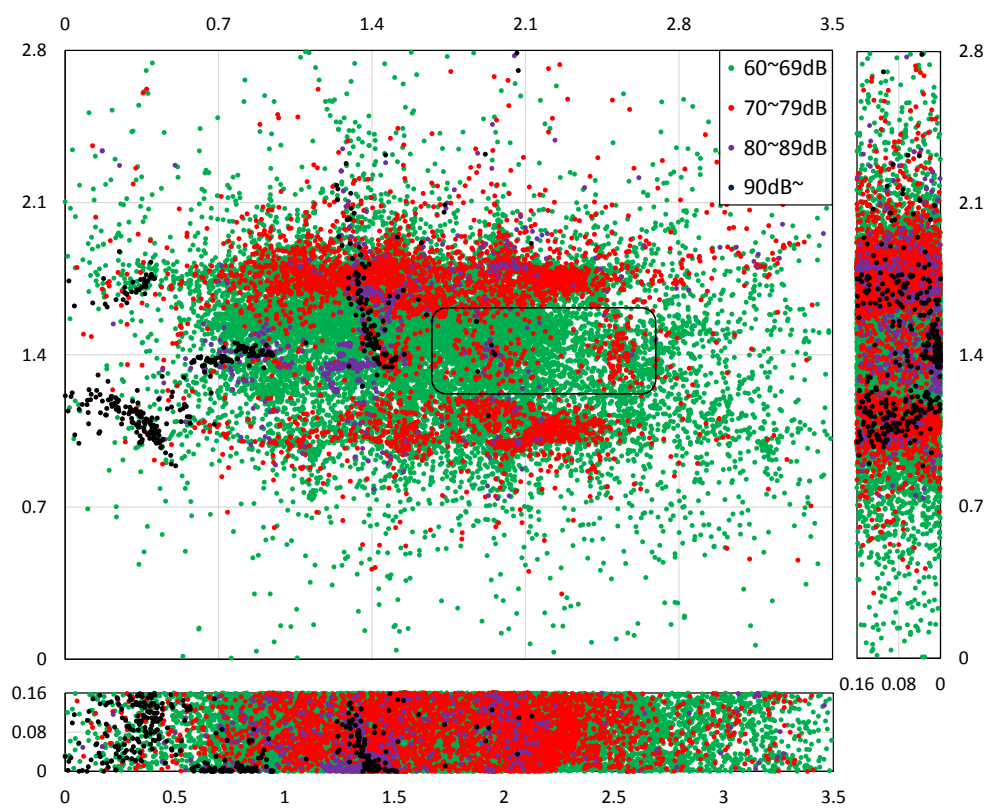


(j-1) 20 万~25 万回走行

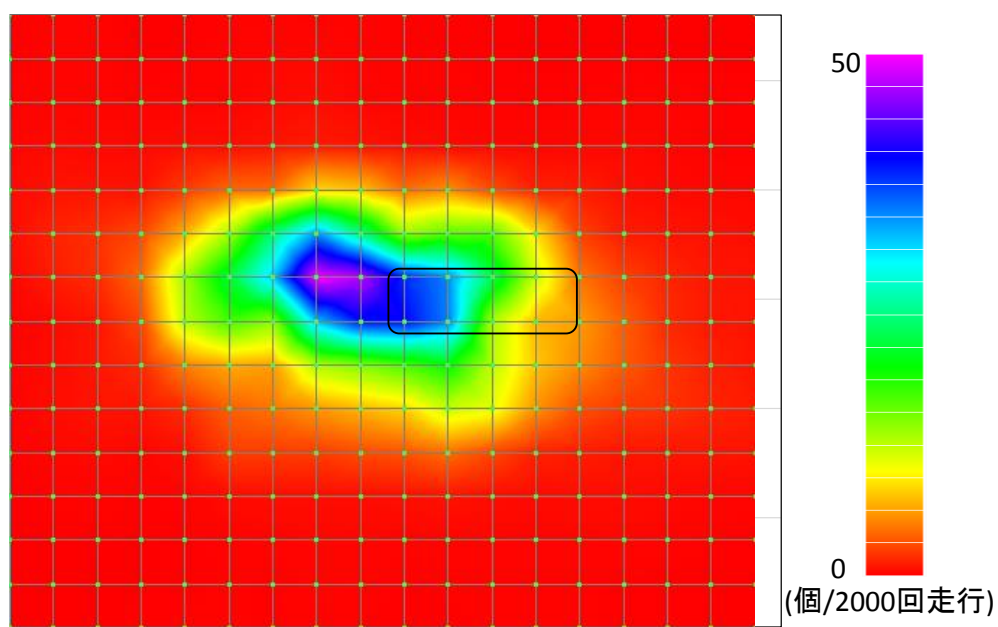


(j-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(8) AE 源位置標定結果

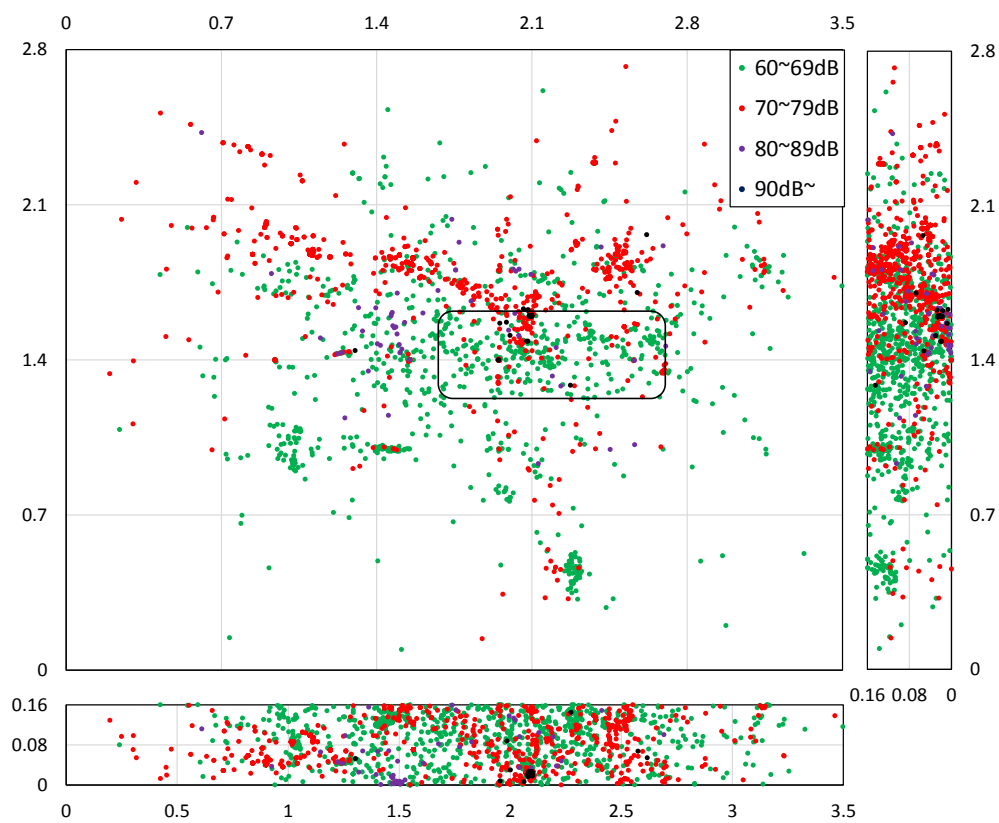


(k-1) 25 万～30 万回走行

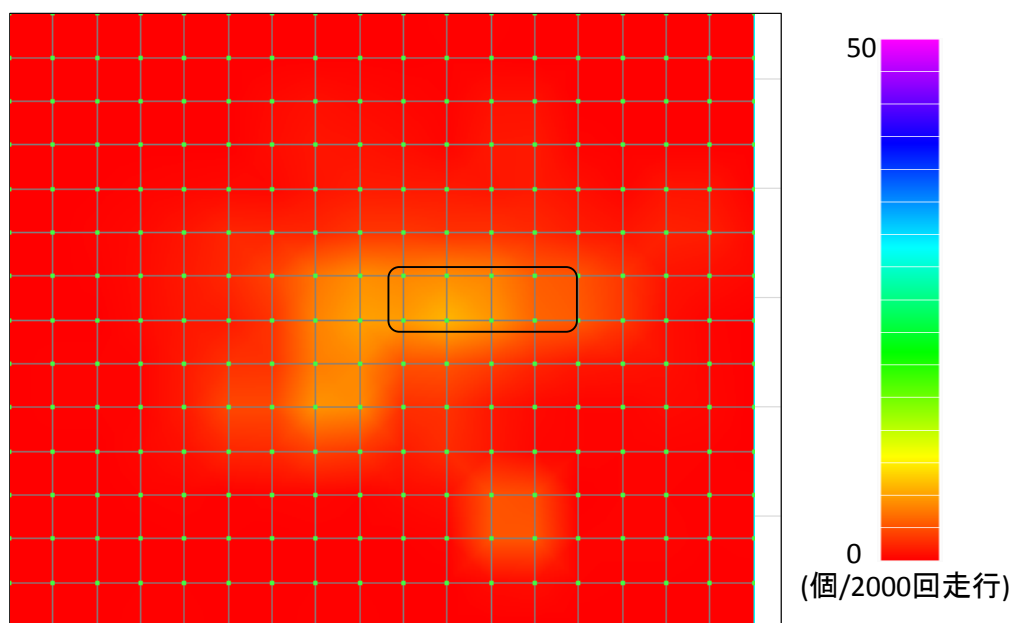


(k-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(9) AE 源位置標定結果

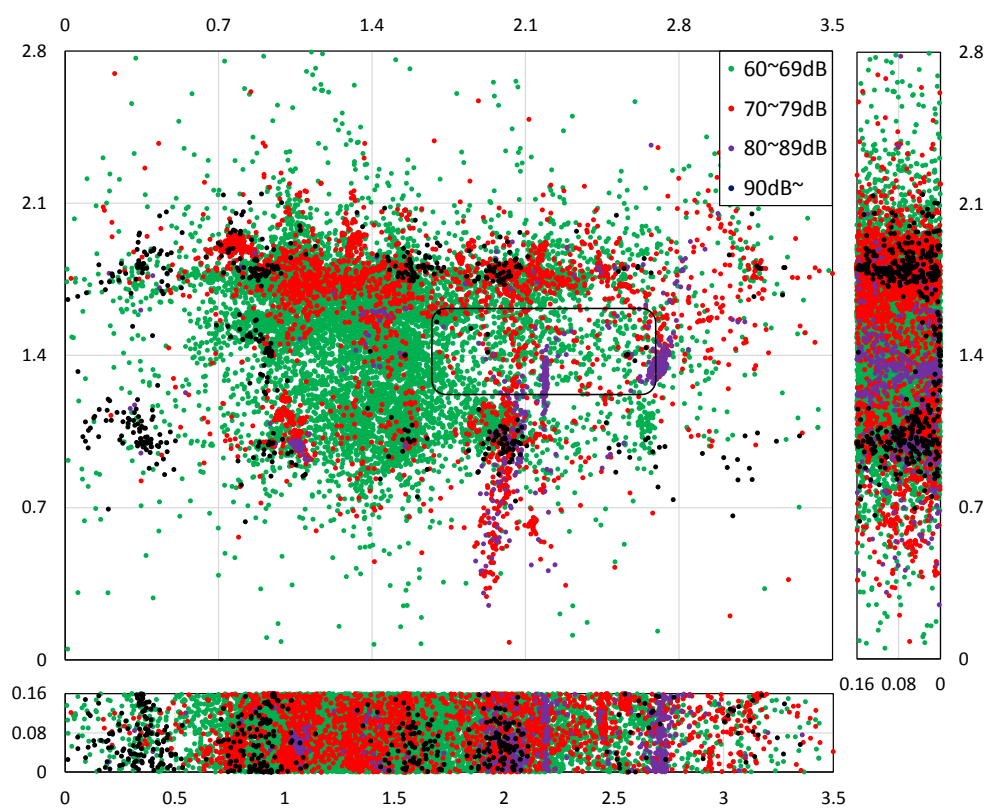


(I-1) 30 万～31 万回走行

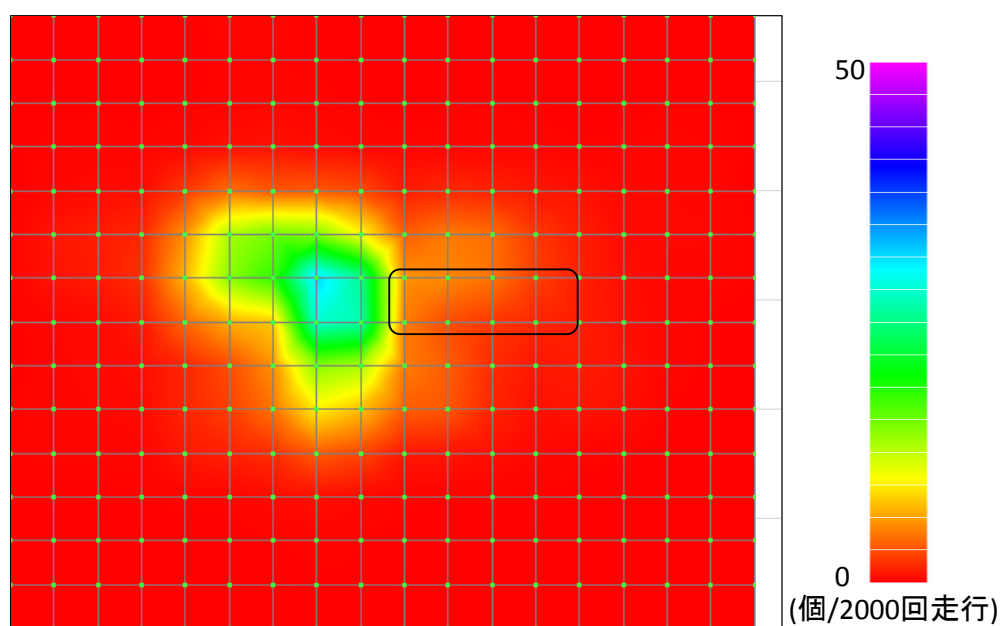


(I-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(10) AE 源位置標定結果

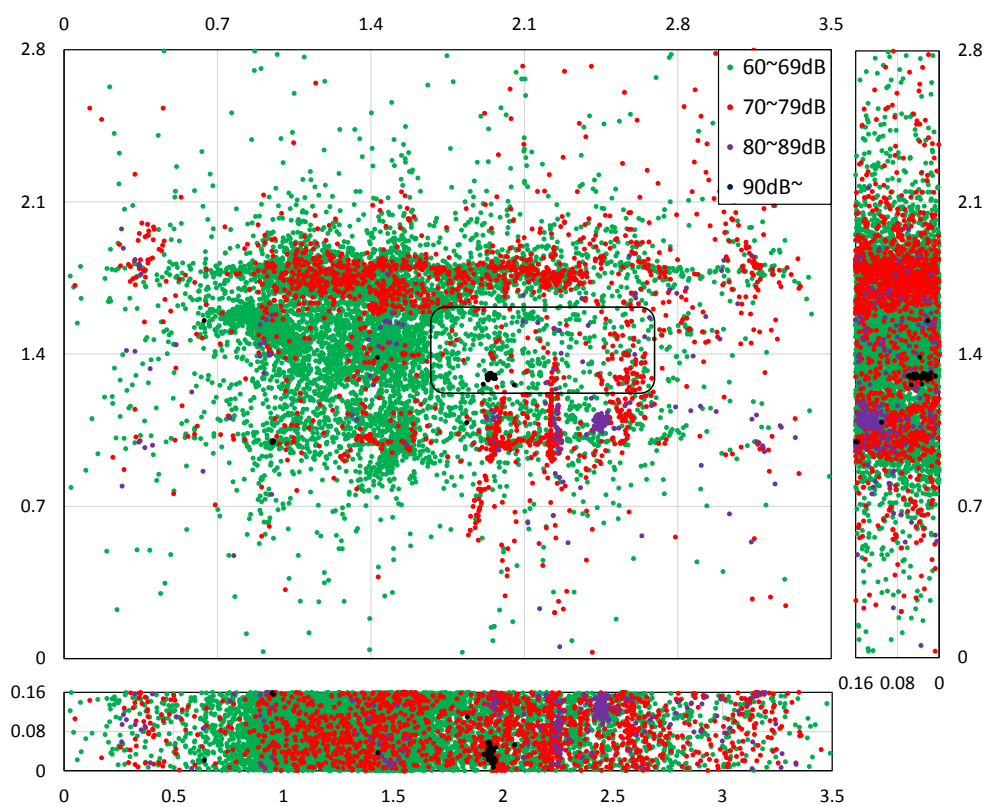


(m-1) 31 万～37.5 万回走行

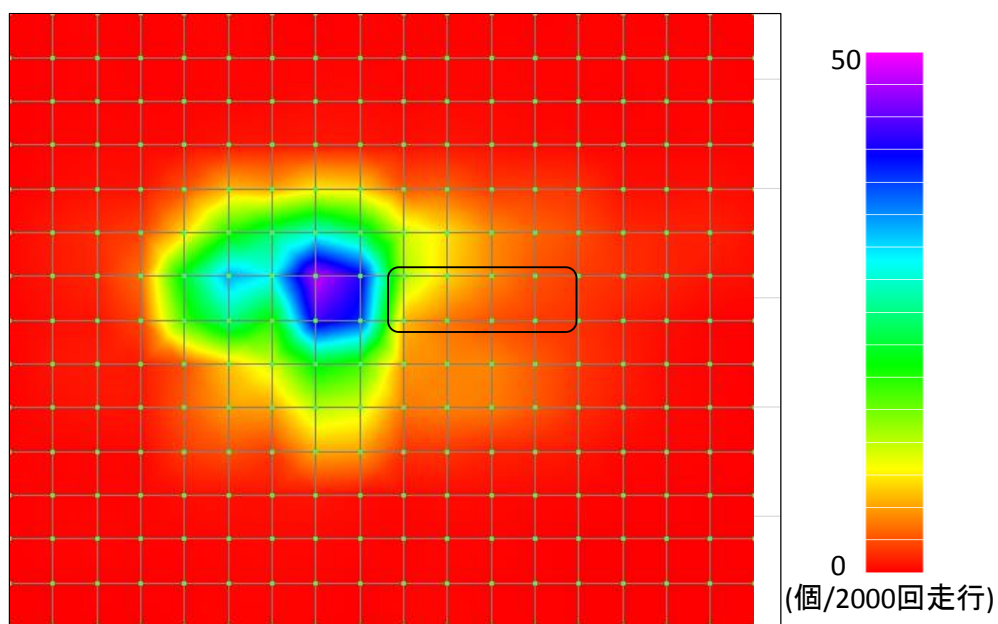


(m-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(11) AE 源位置標定結果

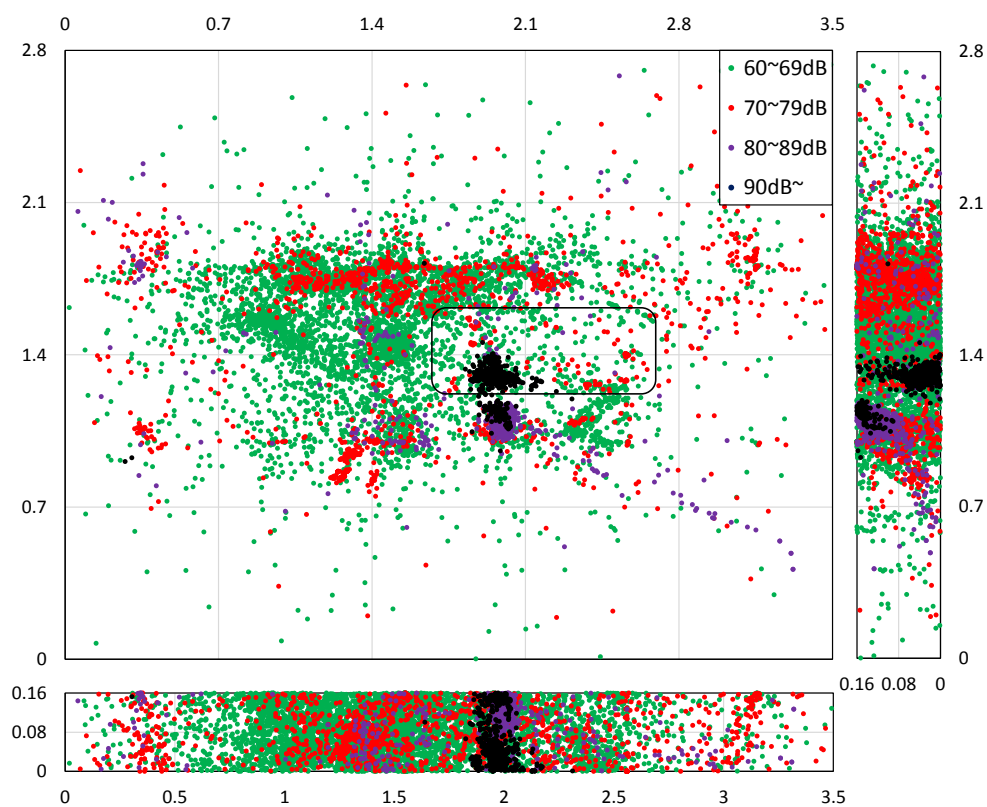


(n-1) 37.5 万~40 万回走行

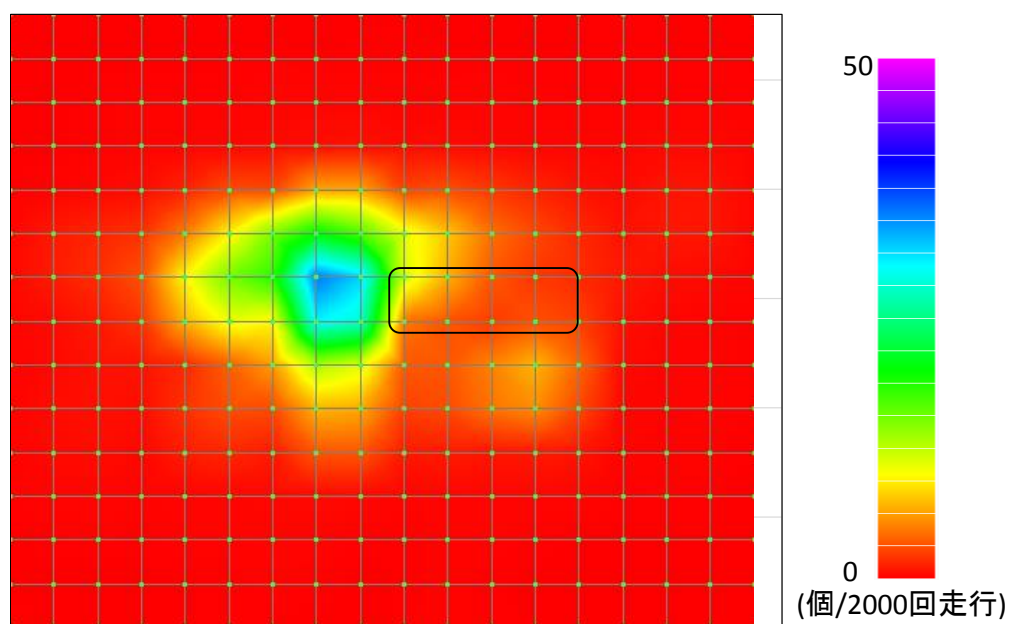


(n-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(12) AE 源位置標定結果

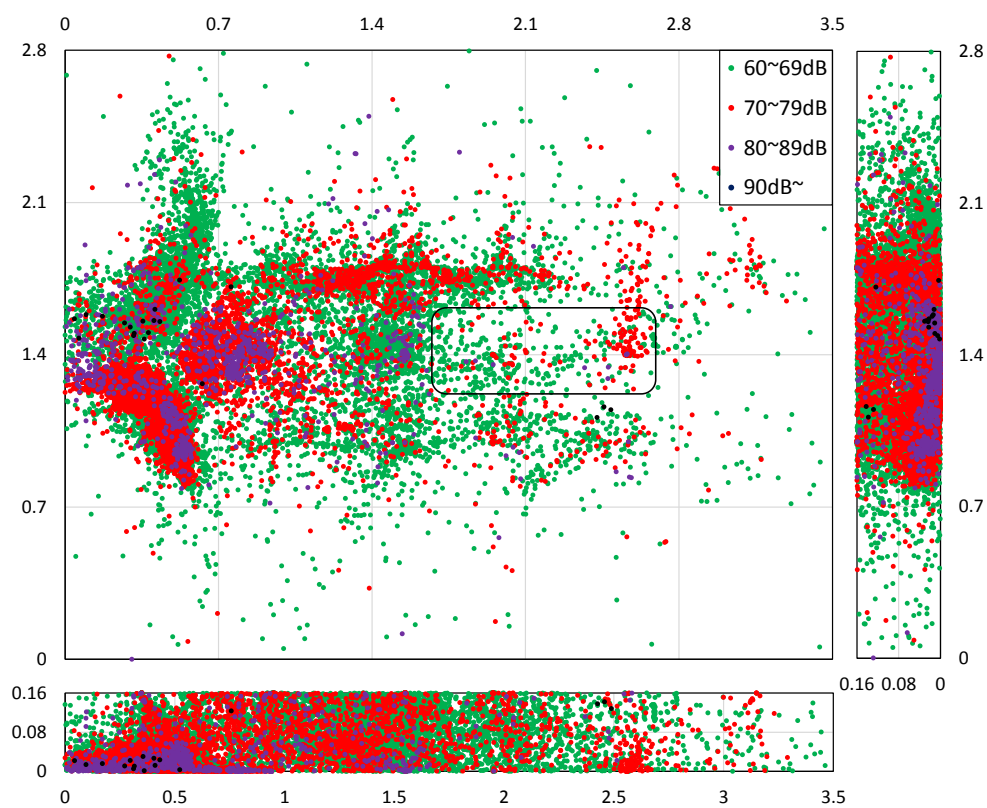


(o-1) 40 万~42.5 万回走行

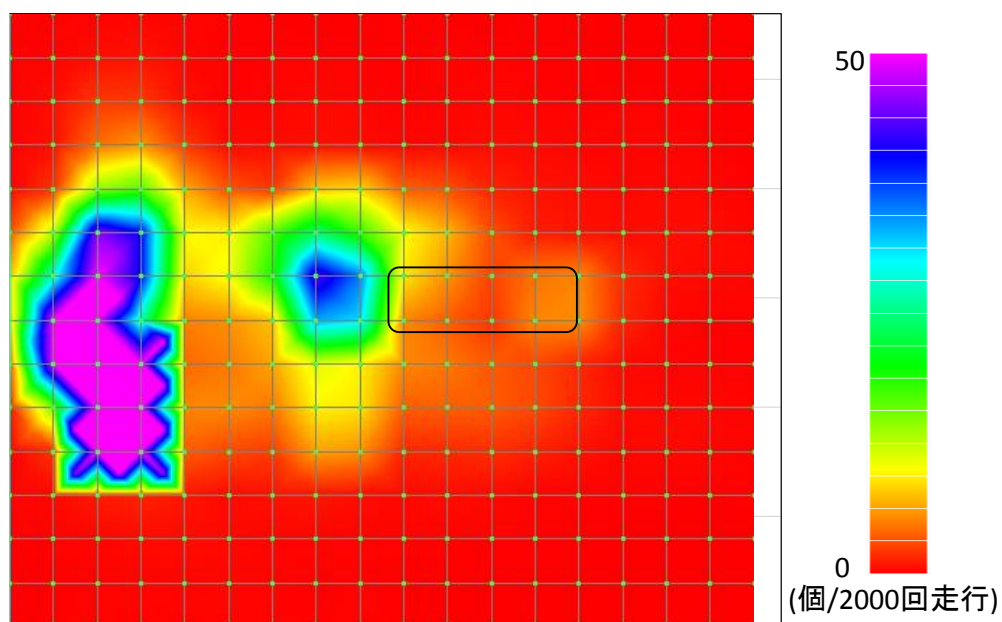


(o-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(13) AE 源位置標定結果

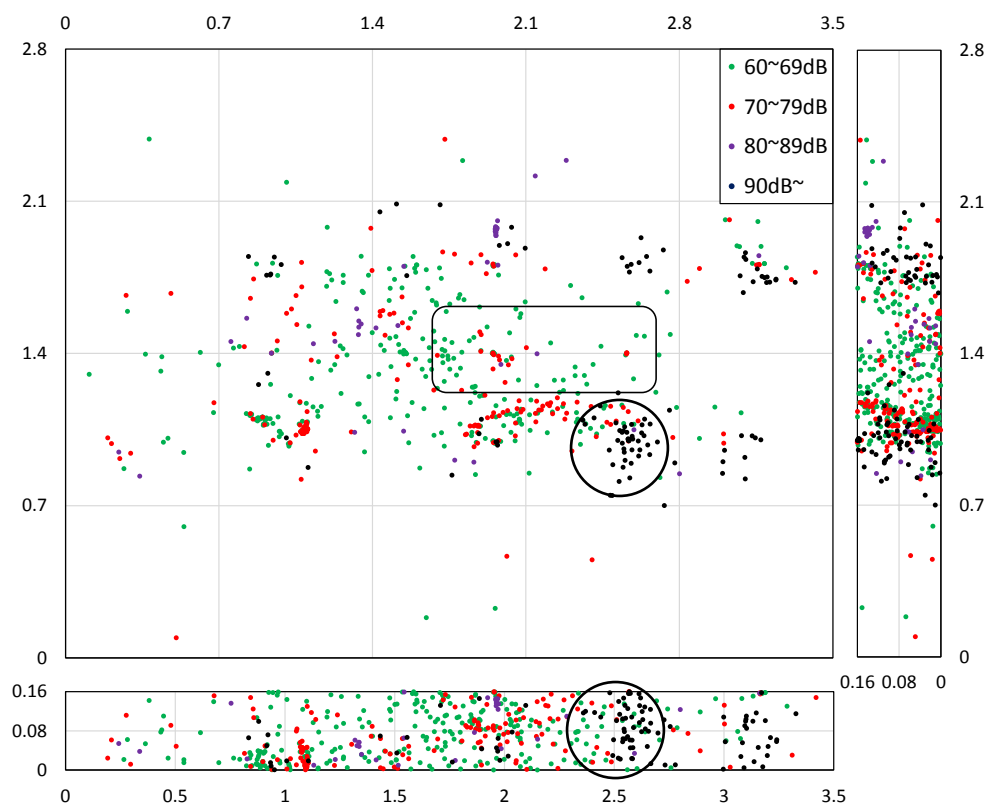


(p-1) 42.5 万～45 万回走行

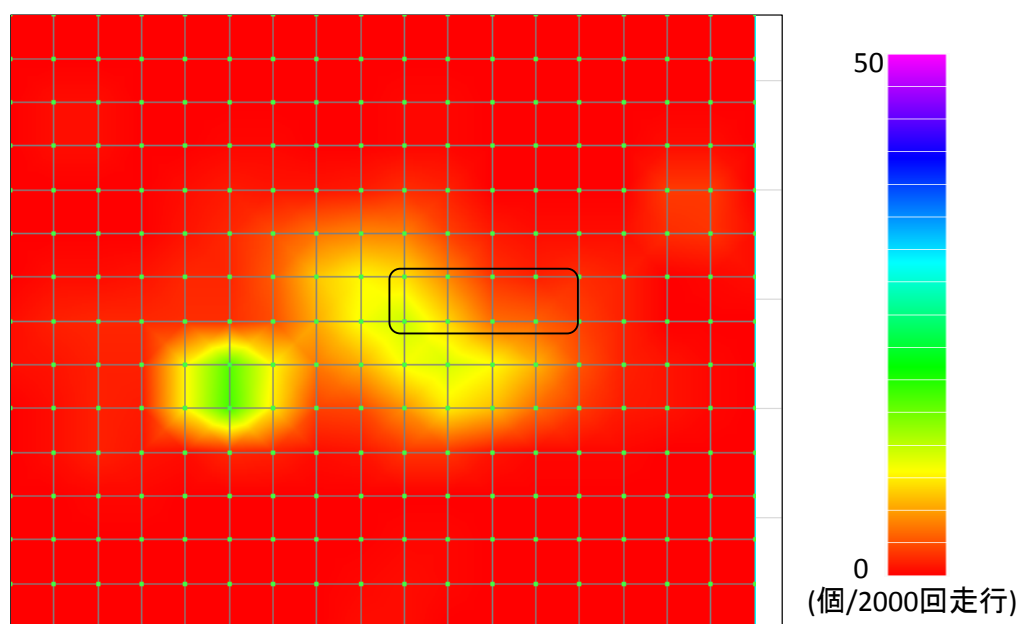


(p-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(14) AE 源位置標定結果



(q-1) 45 万～45.2 万回走行



(q-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(15) AE 源位置標定結果

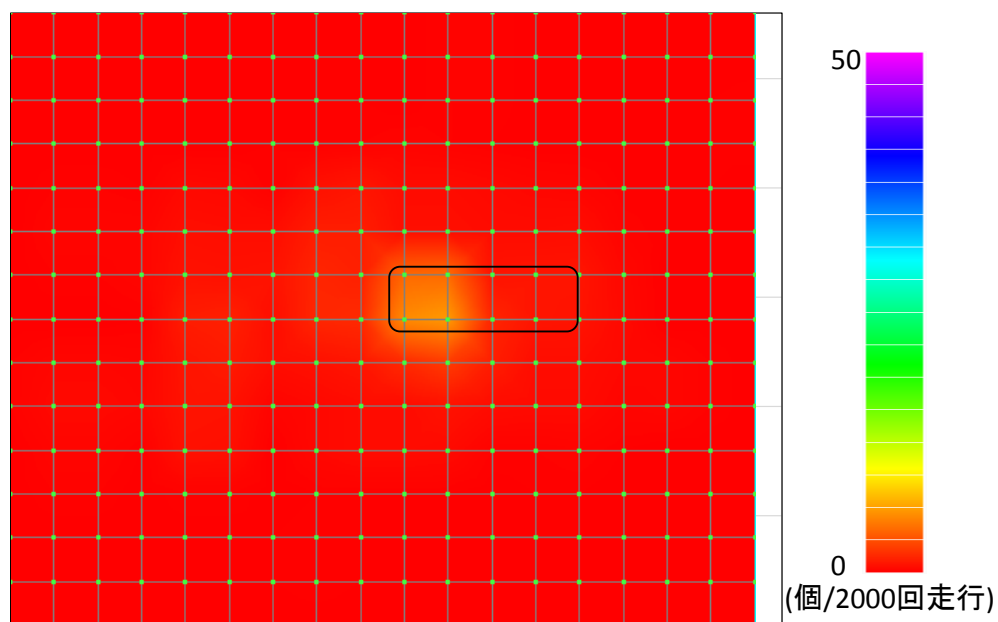
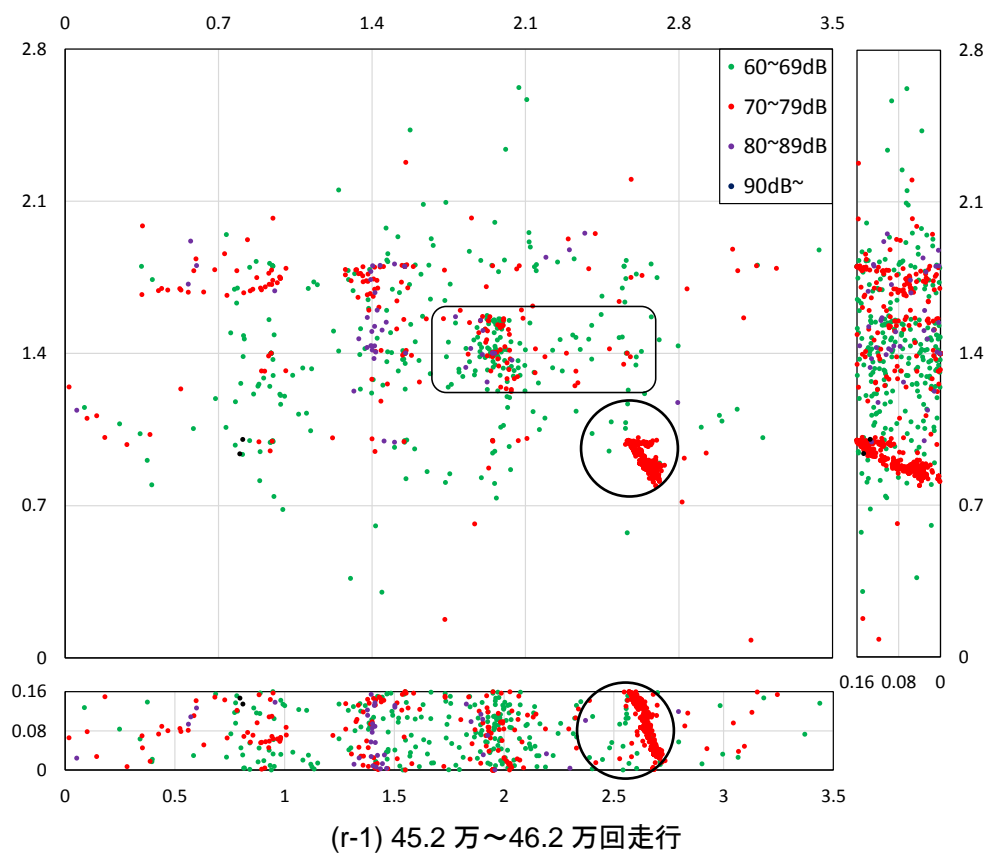
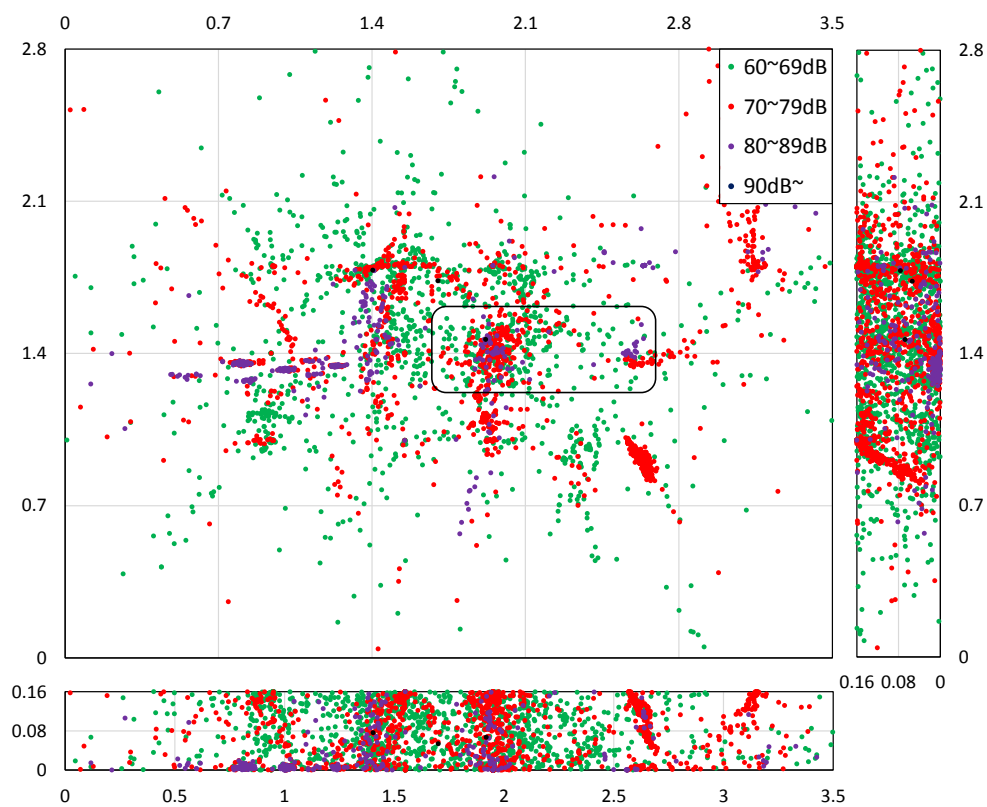
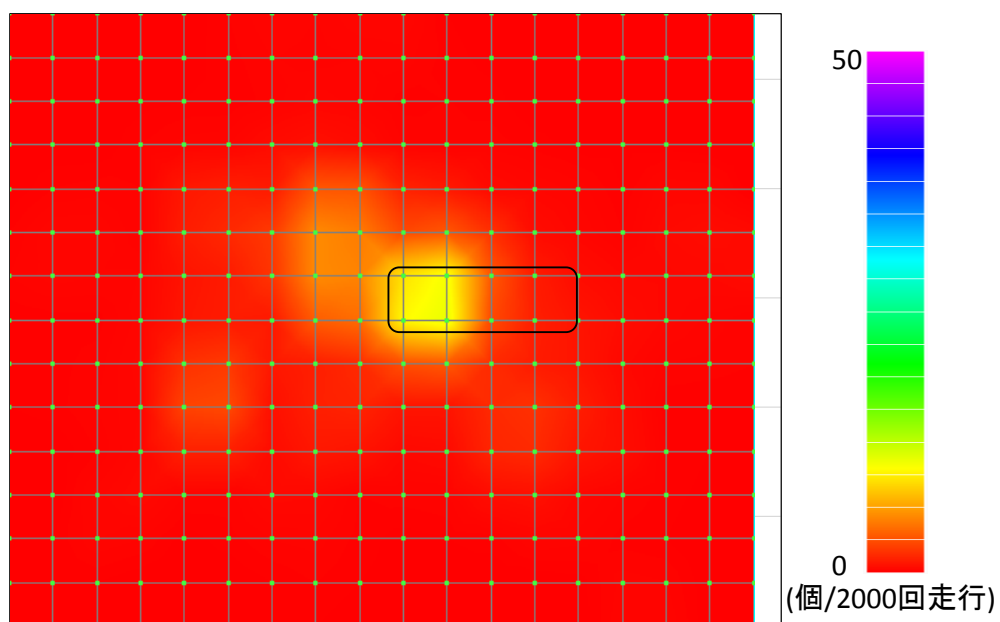


図-5.6(16) AE 源位置標定結果

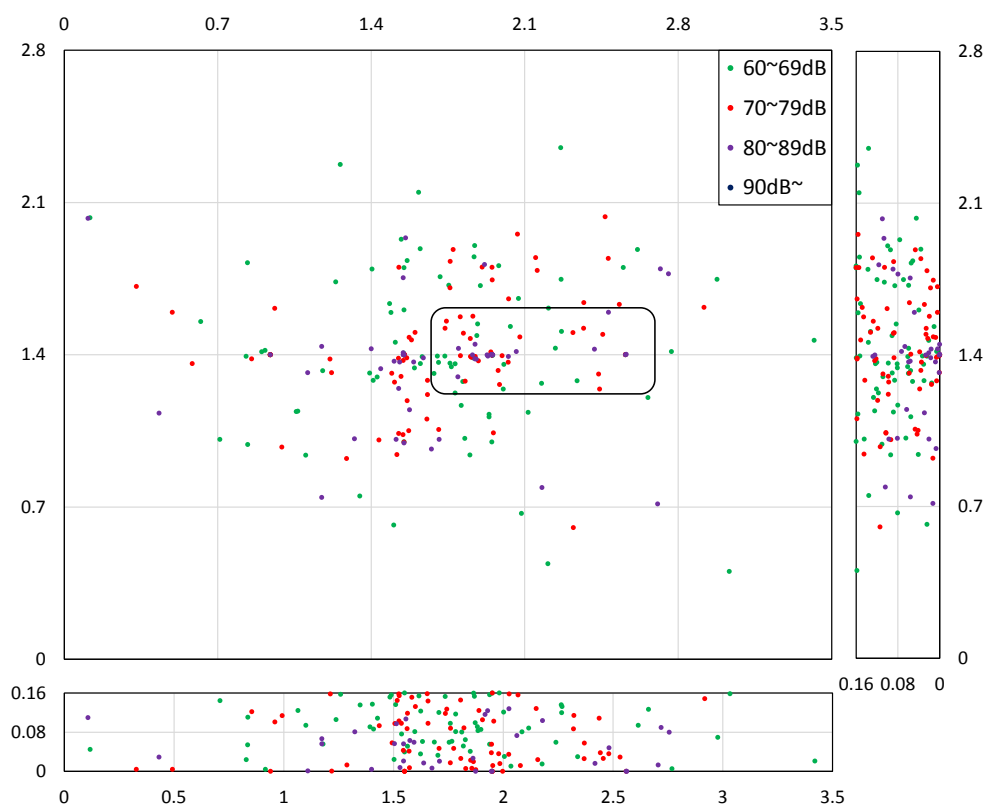


(s-1) 46.2 万~48.2 万回走行



(s-2) 60~69dB の AE 源分布コンター図

図-5.6(17) AE 源位置標定結果



(t) 61.2 万～61 万 7169 回走行

図-5.6(18) AE 源位置標定結果

AE イベント数について、5.2 で述べた AE ヒット数と比較すると、走行荷重が増加する前の段階では AE ヒット数と AE イベント数には相関があるように考えられるが、走行荷重の増加以降では明確な相関は見られない。これは、AE 源位置標定を行うには、発生した AE 信号を 4 つのセンサで検出する必要があるが、走行荷重の増加後に床版コンクリートの疲労損傷が加速し、ひび割れ損傷が多数蓄積されたことにより、発生した AE 信号がセンサに到達するまでに大きく減衰し、検出センサ数が 4 つを超えなかったことが要因であると考えられる。このことから、疲労損傷が進展した鋼板接着補強 RC 床版の損傷状況の評価に AE 法を用いる場合には、AE ヒット数と AE イベント数に明確な相関がないことに注意しなくてはならない。

AE 源位置標定結果について、補強後から 1 万回走行では、振幅が 90dB 以上の AE 源が床版中央に分布している。補強初期の鋼板接着補強 RC 床版は版としての耐荷挙動を示す³⁾ことから、この段階では床版中央に曲げひび割れが発生していると考えられる。1 万～4 万 5600 回走行では 90dB 以上の AE 源の分布が散乱している。このことから、1 万～4 万 5600 回走行までの間に床版のひび割れ挙動に変化が生じていると考えられる。4 万 5600～20 万回走行では 70dB 以上の AE 源が図中の床版の左側に多く分布していることがわかる。このことから 20 万回走行の段階で、微細ひび割れが床版左側で局所的に発達したと考えられる。20 万～25 万回走行では走行位置の外側に、走行位置に沿う様に 70dB 以上の AE 源が分布し

ており、25 万~30 万回走行では走行位置で発生していた 70dB 以上の AE 源が減少した。このことから、20 万~30 万回走行の間に走行位置の外側に微細なひび割れが形成されたと考えられる。また、30 万回走行までは鋼板の剥離に進展は確認されていないため、30 万回走行までに計測された AE 源は床版のコンクリート部から発生している可能性が高いと考えられる。

走行荷重が 180kN の 30 万~45.2 万回走行までについて、30 万~37.5 万回走行では、70dB 以上の AE 源は走行位置上にはほとんど確認できず、走行位置の外側に走行位置に沿うように分布している。また、30 万~45.2 万回走行にかけて、押し抜かれる領域内の AE 源が減少していることが確認できる。これはせん断ひび割れが進展したことで、走行荷重に対して押し抜かれる領域のコンクリートが塊として挙動したことや、コンクリート中に大きな不連続部を有することで、この領域内で発生した AE 信号がセンサに到達するまでに大きく減衰し、信号の検出ができなかったことが要因であると考えられる⁴⁾。以上のことから、30 万~45.2 万回走行の間にせん断ひび割れが著しく進展したと考えられる。「第四章」にて、鋼板ひずみの分布が 40 万回では V 型の分布を示し、45.2 万回には W 型の分布を示したことから、せん断ひび割れは 40 万回走行以降に発生したと推察できたが、AE 源位置標定結果から、40 万回走行以前からせん断ひび割れは発生していたと考えられる。このことから、鋼板ひずみの変化等で確認される前にせん断ひび割れは生じていると考えられる。

樹脂再注入後の 45.2 万~61 万 7169 回走行について、45.2 万~48.2 万回走行では、樹脂再注入前にひび割れが発達したと考えられる位置(図-5.6(15) q-1 中の丸の表示位置)に、70dB 以上の AE 源が集中していることが確認できる(図-5.6(16) r-1 中の丸の表示位置)。このことから、樹脂再注入後の早期段階で、再注入前に発生したひび割れが進展、もしくはひび割れに充填された接着材が付着切れを起こしていると考えられる。61.2 万~61 万 7169 回走行(破壊)では、走行回数が約 0.5 万回と少ないため、AE 源の数も少なく、破壊直前のコンクリートのひび割れ進展を詳細に把握することはできなかった。

まとめ

- (1) AE ヒット数の推移から、走行回数の増加に伴い振幅の大きい AE ヒット数が減少する傾向が確認され、走行回数の増加に伴い床版コンクリート内部にひび割れ損傷が蓄積されていることが示唆された。また、AE 信号を検出したセンサ位置別の AE ヒット数と鋼板剥離面積の推移に着目することで、床版コンクリートの損傷に起因する AE 信号と鋼板剥離に起因する AE 信号を概ね区別できると考えられる。また、AE ヒット数と AE イベント数の比較から、疲労損傷が進展した鋼板接着補強 RC 床版に AE 法を適用した場合、AE ヒット数と AE イベント数に明確な相関がないことが示された。このことから、AE ヒット数と AE イベント数を疲労損傷が進展した床版コンクリートの劣化評価の指標とする場合、それまでに推察されるコンクリートの損傷状況を考慮する必要がある。
- (2) AE 源位置標定の結果から、鋼板接着補強後から床版たわみ、鋼板の剥離面積が鋼板のひずみ分布が大きく変化していない走行段階において、補強初期は床版中央に振幅の大きい AE 源が集中しているが、その後、振幅の大きい AE 源の発生位置は走行位置の直下から、走行位置の外側に走行位置に沿うような分布へ変化する。この AE 源の分布の変化から、鋼板接着補強 RC 床版は、補強後初期は曲げの耐荷挙動をし、曲げひび割れを形成する損傷挙動を示すが、鋼板の剥離等が顕在化する前の段階で、せん断ひび割れに繋がる微細なひび割れを形成する損傷挙動を示していると考えられる。このことから、せん断ひび割れに繋がる微細ひび割れは補強後の比較的早期から発生していることが示唆された。
- (3) 走行荷重が増加した段階から、最終的に押し抜かれる領域から発生する AE 源の数が著しく減少した。これは、走行荷重に対して押し抜かれる領域のコンクリートが塊として挙動したことや、コンクリート中に大きな不連続部を有することで、領域内で発生した AE 信号がセンサに到達するまでに大きく減衰し、信号の検出ができなかったことが要因であると考えられる。このことから、せん断ひび割れは走行荷重の増加後から著しく進展したと考えられる。また、以上の AE 源分布の傾向は、鋼板ひずみの分布の変化や鋼板の剥離面積の増加が始まる前から確認できることから、鋼板の剥離面積などが大きく変化した段階では、せん断ひび割れの進展を把握するには手遅れである可能性が示された。
- (4) 樹脂の再注入後の初期では、再注入前と同様の位置に AE 源が集中していた。このことから、樹脂再注入後の早期に、再注入前に発生したひび割れが進展、もしくはひび割れに充填された接着材が付着切れを起こしていることが示唆された。

参考文献

- 1) 森大介、内田昌勝、岡本享久：AE 法による動的荷重下の RC 構造物の健全性評価方法に関する検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.2, pp.1243-1248, 1999.
- 2) 山田和夫、小阪義夫：コンクリート中を伝ばするアコースティック・エミッションの減衰特性，材料，36 巻，406 号，pp.716-722, 1987.
- 3) 田中良樹、村越潤：繰り返し移動荷重を受ける鋼板接着補強された鉄筋コンクリート床版の挙動，土木学会構造工学論文集，Vol.59A, pp.1124-1137, 2013.3.
- 4) 塩谷智基，麻植久史，西田孝弘，宮田弘和：AE 法および AE トモグラフィにより推定された実橋梁 RC 床版の損傷検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.38, No.1, 2016.

第六章 衝撃弾性波法

6.1 供試体概要

図-6.1 に供試体寸法および AE センサの設置位置を、表-6.1 に AE センサ設置位置の座標を示す。弾性波計測に用いた AE センサは 60kHz 共振プリアンプ内蔵型 AE センサであり、AE センサと AE センサの設置位置は「第四章」および「第五章」と同様である。弾性波計測の計測条件は表-6.2 に示すとおりである。弾性波の入力は、φ19.7mm の鋼球を用いて各センサ位置からセンサ位置の x 座標+50mm の位置を打撃することで行った。図-6.2 に示す、予めせん断ひび割れが生じると予想される弾性波の経路について、弾性波の最大振幅値の振幅減衰率と弾性波速度の推移から、コンクリート内部のせん断ひび割れの進展について検討を行った。なお、2ch,3ch が設置された位置の鋼板部では、床版が破壊するまで剥離は検出されなかった。

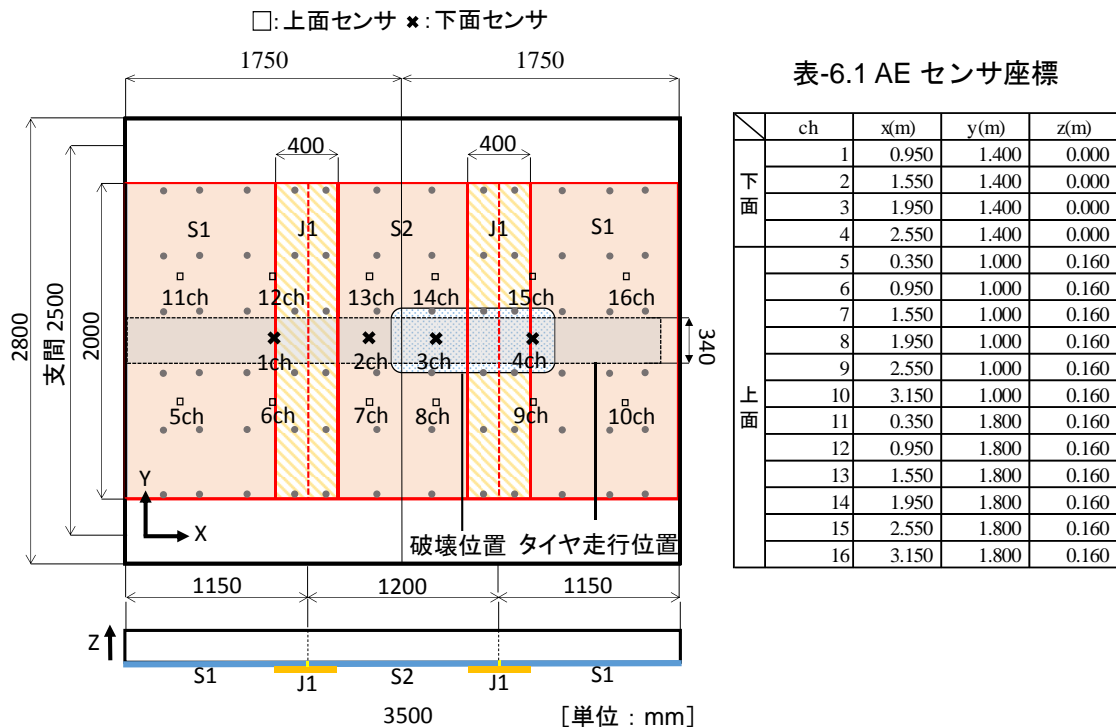


図-6.1 供試体寸法および AE センサ設置位置

表-6.2 弾性波計測条件

試験名	しきい値	増幅	バンドパスフィルタ	サンプリング周波数
衝撃弾性波法	60dB	40dB	1kHz~400kHz	1MHz

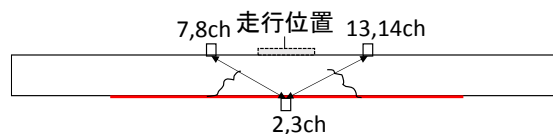


図-6.2 弾性波の伝搬経路

6.2 実験結果

(1) 最大振幅値の振幅減衰率

図-6.3 に最大振幅値の振幅減衰率と走行回数の関係を示す。なお、振幅減衰率は、各走行回数にて 10 個の弾性波の振幅減衰率(検出センサで得られた最大振幅値/入力位置センサで得られた最大振幅値)の平均を、その走行回数における最大振幅値の振幅減衰率とした。

走行荷重が 160kN の 30 万回走行まで振幅減衰率に大きな変化はないことから、30 万回走行まで各伝搬経路中に新規のひび割れは発生していなかったと考えられる。「第五章」で前述したが、30 万回走行までは床版の下方で微細ひび割れが発生していたと考えられる。以上のことから、30 万回走行までは、伝搬経路よりも下方で微細ひび割れが発生していたと考えられる。その後、走行荷重が 180kN に増加すると、鋼板側を鋼球で打撃した 2ch、3ch から入力した弾性波の振幅減衰率が大きく低下する傾向を示した。これは、走行荷重の増加により、伝搬経路中に微細なひび割れが発生したことに影響を受けたと考えられるため、走行荷重の増加後から伝搬経路中に微細なひび割れが生じ始めたと考えられる。樹脂再注入後、振幅減衰率は回復するが、その後走行回数の増加に伴い低下する傾向が確認できる。このことから、樹脂再注入後も、走行回数の増加により伝搬経路中にひび割れが発生・進展していると考えられる。また、コンクリート側から入力された弾性波の振幅減衰率(図中の実線)について、鋼板側から入力された弾性波の振幅減衰率(図中の点線)に比べ、走行回数の増加による明確な低下傾向は確認できない。ここで、図-6.3(1)に示す、未補強時の振幅減衰率に着目すると、事前走行終了時(120 回走行)の振幅減衰率は全伝搬経路で約 0.4 であり、補強後初期のコンクリート側から入力された弾性波の振幅減衰率とほぼ同程度であることがわかる。このことから、補強後の弾性波の入力位置の違いによる振幅減衰率のずれに関して、鋼板側から入力された振幅減衰率が大きいことがわかる。これは、鋼板はコンクリートに比べ振幅減衰が小さいことから、鋼板側で入力された弾性波が鋼板上を伝搬し、入力位置とは違う位置から弾性波がコンクリート中に伝搬した可能性があると考えられる。以上のことから、鋼板から入力された弾性波の振幅減衰率については今後の検討課題である。

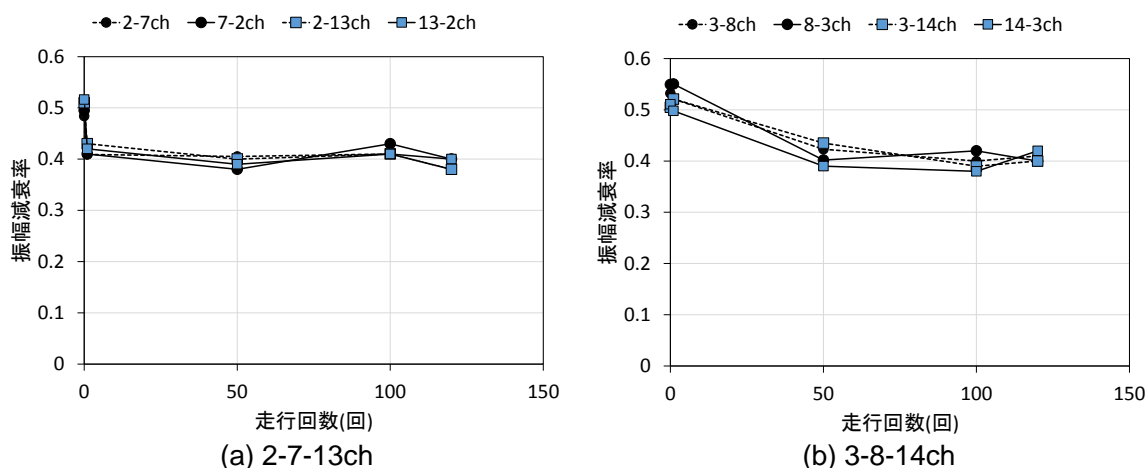
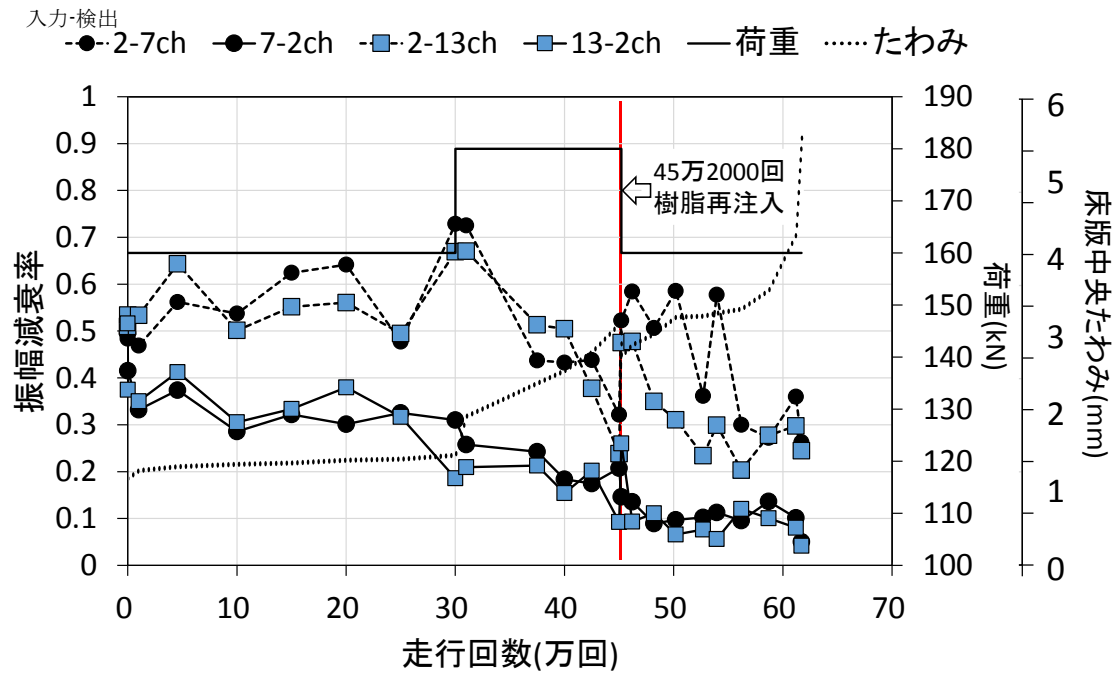
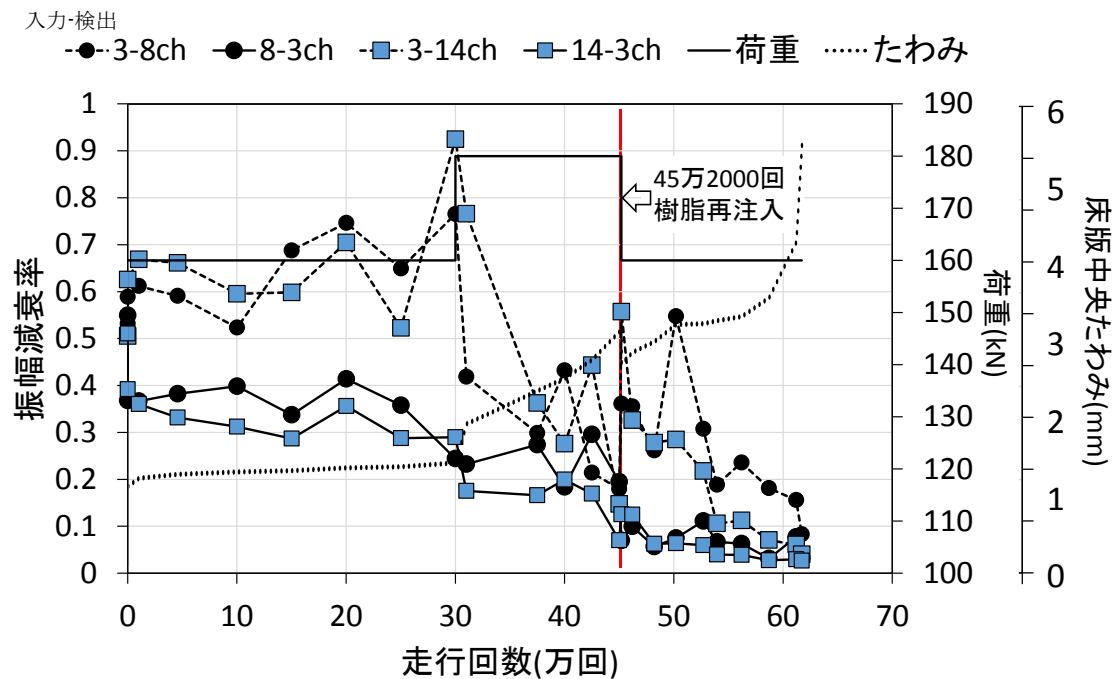


図-6.3(1) 最大振幅値の振幅減衰率の推移(未補強)



(a) 2-7-13ch



(b) 3-8-14ch

図-6.3(1) 最大振幅値の振幅減衰率の推移(補強後)

(2) 弾性波速度

図-6.4 に弾性波速度と走行回数関係を示す。走行荷重が 160kN の 30 万回走行まで、振幅減衰率と同様に、弾性波速度もほぼ一定であった。このことから、30 万回走行まで各伝搬経路中には新規のひび割れが発生していないと考えられる。その後、走行荷重の増加直後に弾性波速度は低下した。これは、走行荷重の増加により伝搬経路中に新規のひび割れが発生したことの影響を受けたと考えられる。その後、40 万回走行まで弾性波速度は一定であったが、40 万回走行から大きく低下する傾向を示した。これは、40 万回走行まで、荷重の増加後に生じたひび割れは大きく進展していなかったが、40 万回走行からこれらのひび割れは進展し、その影響により弾性波速度が低下したと考えられる。「第四章」で述べたが、鋼板ひずみが 40 万回走行までは V 型の分布を示し、45.2 万回走行では W 型の分布を示していることから、45.2 万回走行までにせん断ひび割れは著しく進展したと考えられる。また、「第五章」で述べた AE 源位置標定結果(図-6.5)より、走行荷重の増加後から、破壊位置の AE 源の数が減少することから、コンクリート中には大きな不連続部が存在すると考えられる。以上のことから、40 万回走行から弾性波速度が低下する傾向は、せん断ひび割れの進展に影響を受けていると考えられる。以上より、弾性波速度の低下傾向から、40 万回走行から 45.2 万回走行までにせん断ひび割れは著しく進展したと考えられる。

樹脂の再注入後、弾性波速度は 30 万回走行時の速度とほぼ同程度まで回復した。これは、伝搬経路中に存在したひび割れに樹脂が充填されたことで、弾性波は再注入前では迂回していたひび割れを、再注入後は透過したためと考えられる。樹脂が充填されるひび割れは比較的幅が大きいことから、45.2 万回走行までに伝搬経路中に比較的大きなせん断ひび割れが生じていたことがわかる。樹脂の再注入後では、3,8,14ch の弾性波速度は走行回数の増加に伴い低下した。また、2,7,13ch の弾性波速度は 3,8,14ch に比べ走行回数の増加に伴う低下傾向は小さいが、破壊の直前では大きく低下した。このことから、樹脂の再注入後は、走行回数の増加に伴いせん断ひび割れは進展していたと考えられる。また、3,8,14ch の弾性波速度の低下勾配が 2,7,14ch の弾性波速度の低下勾配と比べ大きいことから、特に 3,8,14ch が位置するコンクリート断面におけるせん断ひび割れの進展が著しく、このせん断ひび割れの進展が 2,7,14ch が位置するコンクリート断面のせん断ひび割れの進展を助長させたと考えられる。

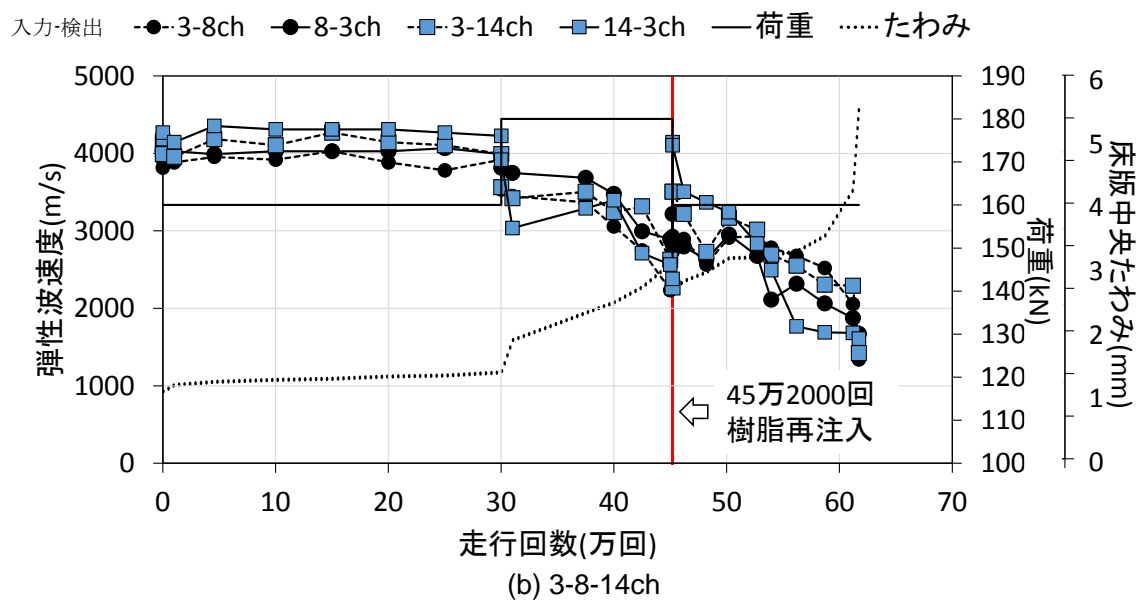
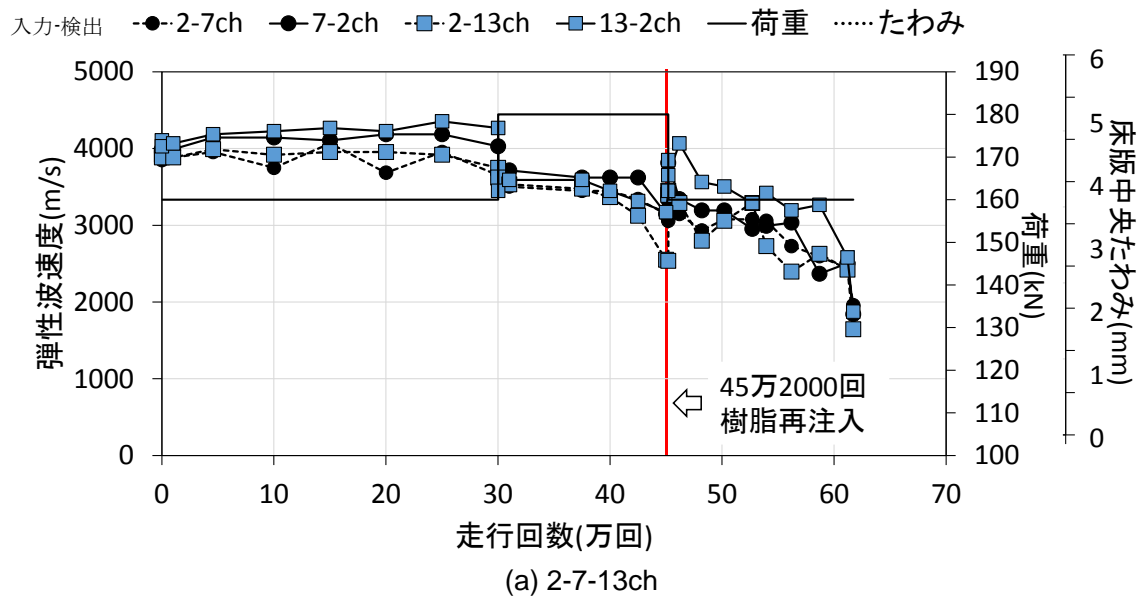
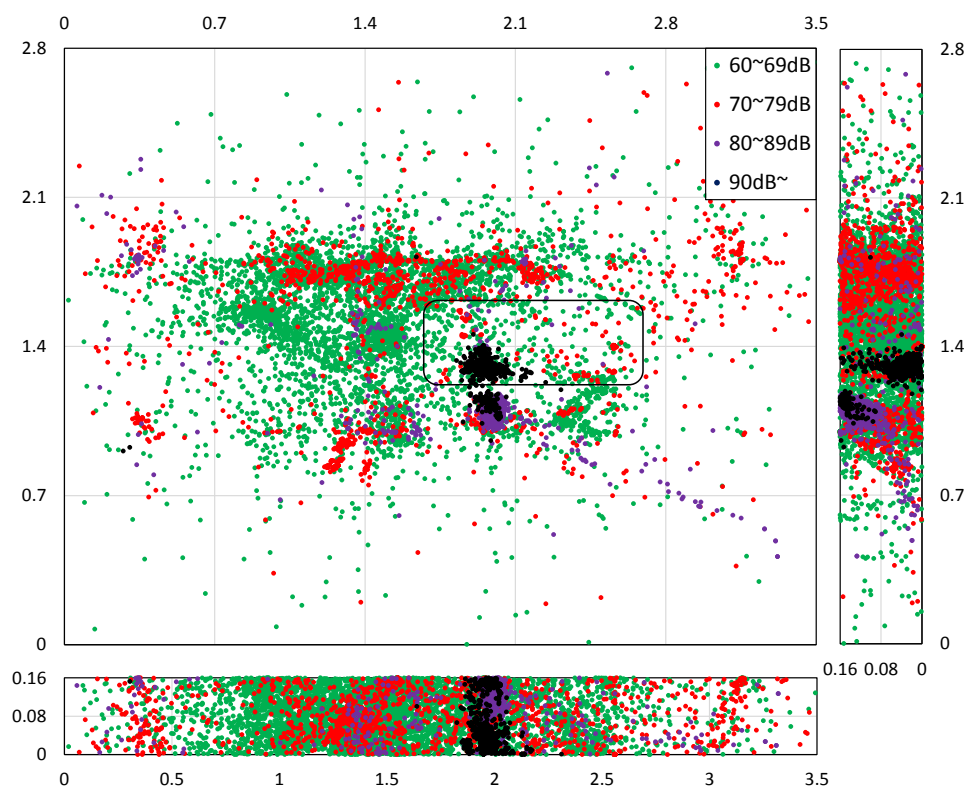
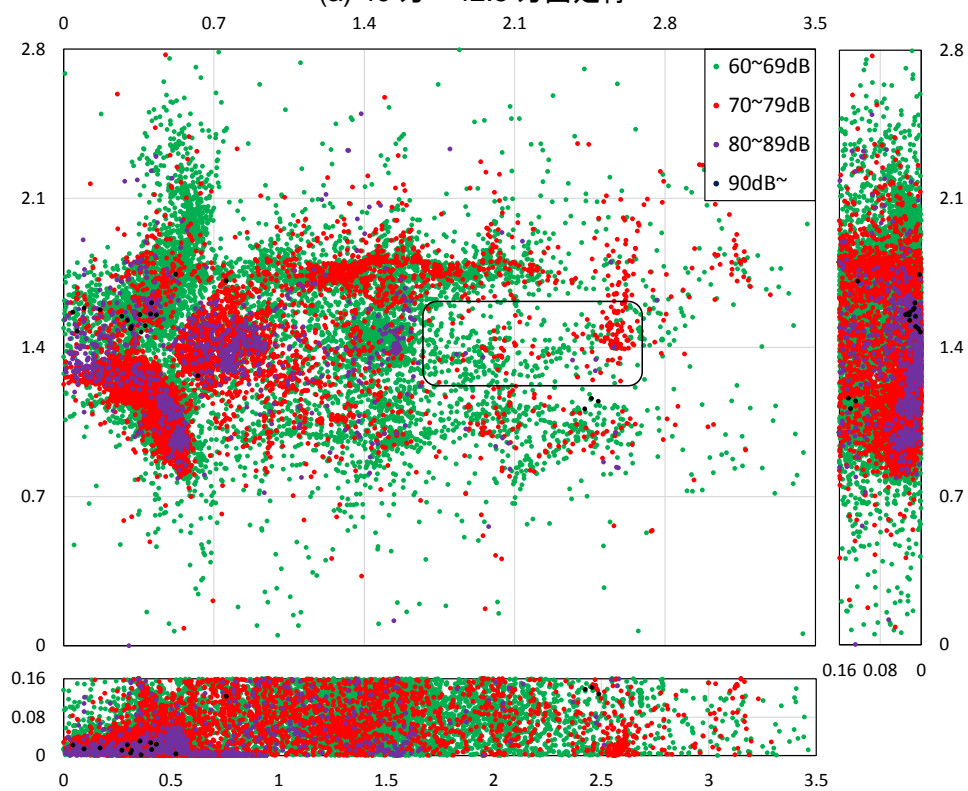


図-6.4 弾性波速度の推移



(a) 40 万～42.5 万回走行



(b) 42.5 万～45 万回走行

図-6.5 AE 源位置標定結果

まとめ

(1)弾性波の最大振幅値の振幅減衰率は、走行荷重が増加するまではほぼ一定であったが、走行荷重の増加後から、鋼板から入力された弾性波では大きな低下傾向を示した。このことから、荷重の増加後から弾性波の伝搬経路中に新規の微細なひび割れが発生し始めたと考えられる。しかしながら、コンクリートから入力された弾性波の振幅減衰率には低下傾向が確認できなかった。これは弾性波の入力対象の違いが要因であると考えられるため、弾性波の最大振幅値を評価指標とするには、弾性波の入力対象による違いについても考慮しなくてはならない。

(2)弾性波速度は、走行荷重の増加直後に大きく低下し、その後一定となった。このことから、荷重の増加により弾性波の伝搬経路中に新規のひび割れが発生したが、その後は大きな進展はしなかったと考えられる。その後、弾性波速度は樹脂再注入前に大きな低下傾向を示し、樹脂再注入前にせん断ひび割れが著しく進展していたと考えられる。また、樹脂の再注入により弾性波速度は大きく回復したが、その後走行回数の増加に伴い低下する傾向を示した。このことから樹脂再注入後もせん断ひび割れは走行回数の増加に伴い進展していると考えられる。また、伝搬経路ごとの弾性波速度の低下勾配から、押し抜かれる領域を有する断面のせん断ひび割れが著しく進展し、その影響により他の断面に存在するせん断ひび割れの進展が助長されたと考えられる。

参考文献

- 1) 佐野正, 山下幸夫, 松井繁之, 堀川都志雄, 久利良夫, 新名勉: 浮きを有する鋼板接着補強 RC 床版の疲労耐久性および樹脂再注入の評価, 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.1, pp.27-38, 2011

第七章 結論

鋼板接着補強工法は、床版下面に鋼板をエポキシ樹脂で接着することにより、床版の曲げ剛性および押抜きせん断耐力を向上でき、また、床版下面から施工するため交通規制を必要しない利点を有することから、我が国では多数の採用実績がある。しかしながら、鋼板を接着することにより、床版コンクリートの劣化状態の把握が困難となる課題が生じており、鋼板接着補強後の床版の劣化度を適切に評価するには、床版コンクリート自体の損傷を把握することが重要である。輪荷重走行を受ける鋼板接着補強 RC 床版は、補強前の段階でせん断ひび割れの形成により床版がはり状化するが、鋼板接着補強を実施することで版へと回復する。補強初期は版としての耐荷挙動を示すが、走行を重ねると補強前の RC 床版と同様に床版ははり状化し、最終的に押抜きせん断破壊に至る破壊過程を経ることが報告されている。このことから、鋼板接着補強 RC 床版の疲労劣化について、床版コンクリートのせん断ひび割れの進展が大きく影響すると考えられる。

したがって、本研究では、コンクリート内部を調査できる非破壊試験法である弾性波法を、輪荷重走行疲労を受ける鋼板接着補強 RC 床版に適用し、床版コンクリート内部のせん断ひび割れの進展について検討した。

以下に、本研究で得られた知見を示す。

7.1 輪荷重走行を受ける鋼板接着補強 RC 床版の疲労性状

- (1) 昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に準じて設計した RC 床版に対して、荷重 160kN で 120 回走行した結果、床版下面には格子状のひび割れ（ひび割れ密度 15.2m/m^2 ）を生じ、床版支間中央の活荷重たわみは約 7mm まで増加した。その後、鋼板接着補強を施すとたわみは 1mm まで大幅に回復した。荷重を増加させるとたわみは増加したが、鋼板剥離部へ樹脂を再注入するとたわみは再び回復した。その後たわみは微増していき、床版が破壊する直前で急激な変化を示す。
- (2) 床版中央の橋軸直角方向の鋼板ひずみ分布は、走行荷重の増加後から樹脂再注入前にかけて、V 型の分布から W 型の分布へ変化した。これは、鋼板の剥離やひび割れが生じている位置の鋼板に局所的な引張が作用したことによる影響だと考えられる。したがって、本実験床版では走行荷重の増加後から、鋼板の剥離および橋軸直角方向のせん断ひび割れが進展したと考えられる。また、床版たわみと同様に鋼板ひずみも床版が破壊する直前から、V 型のひずみ分布から W 型のひずみ分布へ急激に変化した。
- (3) 鋼板剥離は、走行荷重の増加後から進展し、樹脂再注入前には走行位置を囲うように分布した。剥離部に対する樹脂再注入により、剥離は大きく回復するが、走行回数を重ねると再注入前の剥離位置から再び剥離が確認され、破壊の直前では再発した剥離位置

を囲うように急激に剥離は進展し、床板は破壊した。

- (4) 以上のことから、本実験床板では、床板の力学的な挙動や鋼板剥離は破壊の直前で大きく変化することが確認された。したがって、これらのパラメータを指標として鋼板接着補強 RC 床板の疲労耐久性を評価するのは困難であると考えられる。

7.2 AE 法および衝撃弾性波法によるせん断ひび割れの進展評価

- (1) AE 源位置評定の結果より、AE 源の分布の変化から、補強後初期は床板が曲げの耐荷挙動をし、曲げひび割れを形成する疲労挙動を示すが、鋼板剥離等が顕在化する前の段階で、床板はせん断ひび割れにつながる微細なひび割れを形成する疲労挙動を示すことがわかった。したがって、せん断ひび割れにつながる微細ひび割れは、補強後の比較的早期から蓄積されていると考えられる。
- (2) 走行荷重が増加した段階から、最終的に押し抜かれる領域から発生する AE 源の数が著しく減少した。この要因としては、走行荷重に対して、押し抜かれる領域のコンクリートが塊として挙動し、領域内のコンクリートに損傷が生じにくい状態であった可能性や、コンクリート中に大きな不連続部を有することで、領域内で発生した AE 信号がセンサに到達するまでに大きく減衰し、信号の検出が出来なかった可能性が考えられる。したがって、本実験床板では、AE 源位置評定の結果から、走行荷重が増加後の床板の力学的な挙動に大きな変化が確認されていない段階で、床板コンクリートには比較的大きなせん断ひび割れがすでに形成されていると推察される。また、樹脂再注入後の初期に、再注入前と同様の位置に AE 源の集中が見られたことから、樹脂再注入後の早期から、再注入前に発生していたひび割れは進展し始めることが示唆された。
- (3) 衝撃弾性波法により計測された、せん断ひび割れが生じると予想される伝搬経路を伝搬する弾性波の速度は、樹脂再注入前の鋼板ひずみや鋼板剥離からせん断ひび割れが進展していると推測される段階で、大きく低下する傾向を示した。したがって、弾性波速度の低下傾向はせん断ひび割れの進展に影響を受けたと考えられる。樹脂再注入により弾性波速度は回復するが、その後、走行回数の増加に伴い一定の勾配で低下する傾向を示し、床板は押抜きせん断破壊した。このことから、たわみや剥離面積は破壊の直前まで大きな変化を示していなかったが、せん断ひび割れは樹脂再注入後も走行回数の増加に伴い進展していたと考えられる。
- (4) 以上の結果から、輪荷重走行を受ける鋼板接着補強 RC 床版のせん断ひび割れの進展について、本実験床版では以下の評価ができると考えられる。

a)鋼板剥離等が顕在化する前の段階

床版はせん断ひび割れに繋がる微細なひび割れを形成

b)走行荷重の増加以降

床版のたわみや鋼板ひずみに大きな変化が生じる前に、せん断ひび割れは破壊位置の床版コンクリートが塊として挙動できるほど進展。

c)樹脂再注入後

床版たわみや鋼板の剥離面積は破壊の直前に大きく増加するが、せん断ひび割れは再注入後の早期から走行回数の増加に伴い進展、床版は押抜きせん断破壊する。